

الجمهورية اليمنية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
الجامعة الاماراتية  
كلية الهندسة المدنيه



مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة لنيل درجة البكالوريوس



تحت اشراف/

أ.د.م/ سليمان الصافي

د.م/ ابراهيم العامري



اعداد الطلاب /

- عبدالاله احمد نباله - عدنان عبدربه زياد

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ  
الرَّحِيمِ

(وقل ربي زدني  
علما)

صدق الله العظيم

# الإهداء

تتسابق الكلمات، وتتزاحم العبارات، لتنظم عقد الشكر الذي لا يستحقه إلا أنتم، كنتم كسحابة معطاءه سقت الأرض فاخضرت، عندما أتذكر كل ما صنعتم لأجلي كي أصل إلى ما وصلت إليه في يومي هذا، فإن لساني يقف عاجزاً عن قول أي شيء فعبارات الشكر قليلة، وكلمات الثناء لا تستطيع أن توفيكم حقوقكم فأنتم كل شيء في كل الأوقات، دمتم في صحة وعافية فرحم الله من فقد الحياه ...

أبائنا وأمهاتنا

# شكر وتقدير

إلى الذين أعطوا فأجزلوا العطاء  
دكاترة ومهندسين في كلية الهندسة  
نخصهم بأسمى معاني الشكر والتقدير والامتنان ...

ونخصهم بالذكر معالي الدكتور المشرف ...

أ.د.م / سليمان إسماعيل الصافي

د.م / ابراهيم العامري

# الباب الأول

مقدمة عن المشروع

## مقدمة عن المشروع Introduction

## مقدمة Introduction

هناك العديد من المتطلبات الفنية والاشتراطات الأساسية التي تعتبر من المهام والمسؤوليات الرئيسية التي ينبغي على المهندس الإنشائي تحقيقها في مجالات أعماله المتنوعة، والتي تتجلى في أعمال الدراسات والتصاميم الإنشائية، وأعمال تدقيق المخططات، ومسؤوليات التنفيذ والإشراف الفني. وبغض النظر عن توصيات واشتراطات كودات ونظم البناء وقوانينية الفنية والحقوقية الخاصة بكل بلد، تستعرض فصول هذا المشروع ما هو شائع أو نادر عموماً من حيث المتطلبات الفنية لمجالات الأعمال المذكورة ، والتي تشكل قاسماً مشتركاً بين الأعمال الإنشائية في كافة البلدان. يمكن إذن أن نعتبر هذا المشروع مرشداً ودليلاً للمهندس الإنشائي في شتى ميادين الأعمال الخاصة بهذا المجال الهندسي.

كما وانه يعتبر مرجعاً مساعداً للمهندسين الذين يرغبون في الاطلاع على أسس تصميم المنشآت ذات النظام الثنائي (المختلط) المكون من جدران القص الخاصة والاطارات العزمية الخاصة ايضاً الاطارات المتوسطة ( Dual ) ، والأنظمة الكابولية ، وأيضاً طرق التحليل الزلزالي المتقدمة للمنشآت الغير منتظمة .

ونقدم هذا المشروع للمهندسين الإنشائيين المهتمين بلغتنا الام اللغة العربية حيث اهتمينا في شرح معظم المواضيع فيه باللغة البسيطة والسهلة المناسبة للطلاب اللذين نامل ان يستفيدوا منه ويستمرروا من النقطة التي توقفنا عندها، ونرجو من الله عز وجل التوفيق فيما تم تقديمه وتحقيق الفائدة المرجوة منه.

## نبذة عن المشروع

## • الفكرة المعمارية Architecture Idea

أخذت الفكرة المعمارية من برج روز تاور في الامارات العربية المتحدة

## • اسم المشروع Project Name

برج اليمنى الدولي و البرج السكني

## • موقع المشروع Site of Project

يقع المشروع في الجمهورية اليمنية – مدينة صنعاء.

## • المساحة والارتفاع Area and Height

تبلغ مساحة المشروع الاول الاجمالية 1585.77متر مربع بارتفاع كلي 46.5 متر، وتقسم المساحة والارتفاع لكل دور

تبلغ مساحة المشروع الثاني الاجمالية 711.2متر مربع بارتفاع كلي 48.8 متر وتقسم المساحة والارتفاع لكل دور

المشاريع عبارة عن مبان سكنية مخصص للسكن ، البرج الاول يتكون من 14 والبرج الثاني يتكون من 15 طابق والجدول التالي يبين استخداماته.

الارتفاع (متر)	المساحة (متر مربع)	
3.6	711.2	
3.3	711.2	

3.3	523.24	
-----	--------	--

### • المشغولية Occupancy

يتكون المشروع من العديد من الشقق السكنية

المدخل الرئيسي من أمام البرج المطل على الحديقة الخارجية حيث تتواجد العديد من النافورات وجلسات الإستراحة، بالإضافة إلى مدخلين من جوانب الأبراج بحيث يستخدم للوصول السريع إلى داخل البرج عن طريق وصول العربات إلى أمام البوابة مباشرة.

الدور	المساحة ( متر مربع )	منسوب البداية ( متر )	منسوب النهاية ( متر )	الارتفاع ( متر )
بدروم 1	85.7715	-3.5	-0	3.3
الدور الأرضي 1	1585.77	-0	3.3	3.3
الدور الأرضي 2	1585.77	4	6.8	3.3
دور متكرر من (-) 1 (22)	1585.77	6.8	46.4	3.3

### • الوصف الإنشائي للمشروع

المشروع عبارة عن برجين تفصل بينهما مسافة 300 متر، تم أخذ الإعتبارات الخاصة بتصميمهم وفقاً لما ورد في الكود ضمن البند -ACI318-19 Sec18-14.

أما بالنسبة للأبراج فقد تم استخدام النظام الإنشائي الثنائي (Daul System) بالإضافة إلى نظام النواة المركزية (Core) لمقاومة كلاً من الأحمال الرأسية والجانبية عن طريق التفاعل المشترك بين الجدران والأعمدة.

تم توضيح النظام الإنشائي للمشروع بشكل أوسع في الباب الخاص بالأنظمة الإنشائية.

## Material Used خواص مواد البناء المستخدمة

الجدول التالي يوضح خواص المواد المستخدمة في المشروع

الوحدة	الكثافة	الخاصية
(KN/m <sup>3</sup> )	24	كثافة الخرسانة العادية
(KN/m <sup>3</sup> )	25	كثافة الخرسانة المسلحة
Mpa	30	الأعمدة والجدران والأساسات والبلاطات والجسور مقاومة الخرسانة القصوى للضغط بعد 28 يوم (fc')
Mpa	420	إجهاد الخضوع للحديد (fy)
Mpa	25742.96	الأعمدة والجدران والأساسات
	24870.062	البلاطات والجسور
(KN/m <sup>3</sup> )	16	كثافة الرمل الطبيعي المدكوك
(KN/m <sup>3</sup> )	18	كثافة المونة الاسمنتية
(KN/m <sup>3</sup> )	20	كثافة البلاط الرخامي
(KN/m <sup>3</sup> )	23	كثافة الحجر الرملي (للتبليس الخارجي)
(KN/m <sup>3</sup> )	20	كثافة الطلاء
(KN/m <sup>3</sup> )	25	البلاط الرخامي

## Program Used البرامج الحاسوبية المستخدمة في المشروع

- ١- برنامج الرسم الشهير ( AutoCAD 2024 ).
- ٢- برنامج الرسم الشهير ( Revit 2024 ).
- ٣- برنامج التحليل والتصميم الإنشائي ( Robot Structural Analysis – version 2024 ).
- ٤- برنامج إعداد التفاصيل ( AutoCAD structural detailing 2015 & Revit 2024 ).
- ٥- برنامج التنسيق والكتابة ( Microsoft Office - Word - 2019 ).
- ٦- برنامج الجداول ( Microsoft Office – Excel - 2019 ).
- ٧- برنامج العرض ( Power Point - 2019 ).

## وحدات القياس المستخدمة في المشروع Units Scale

تم استخدام الوحدات العالمية ( SI units )

## المواصفات والمقاييس المستخدمة في المشروع ( Codes )

- كود حساب الأحمال والزلازل الأمريكي ( ASCE7-16 )
- كود معهد الخرسانة الأمريكي ( ACI 318M - 19 )

### ملاحظة:

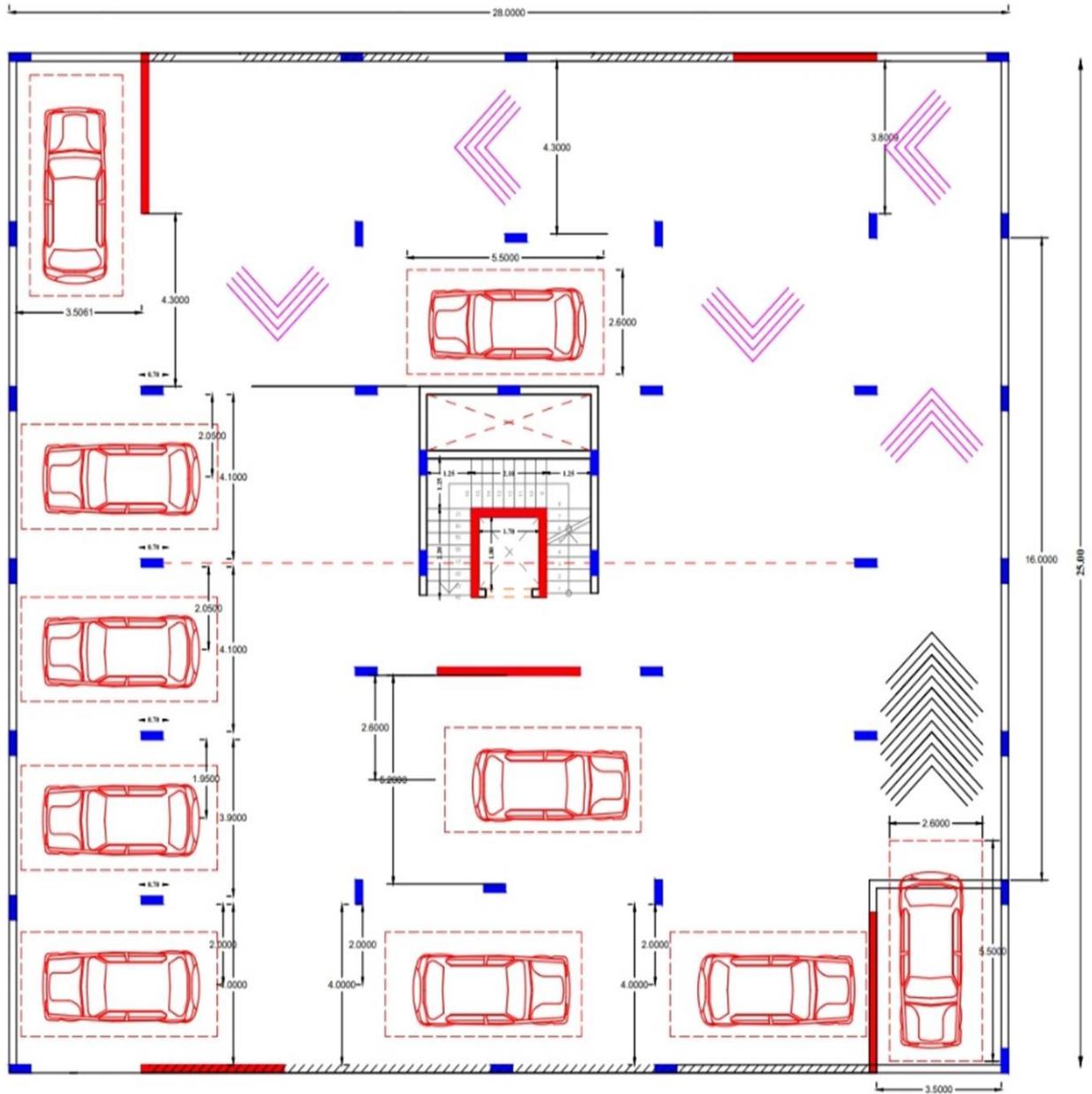
تم استخدام كود الأحمال الإصدار 7-16 بالرغم من توفر نسخة حديثة 7-22 وذلك لأن الأخير يحتوي على العديد من التغييرات الهامة منها:

- تصنيف الموقع يعتمد اعتماد رئيسي على تجربة Average Shear Wave Velocity VS وعدم الإعتماد على نتائج اختبار SPT CPT & بصورة مباشرة. وإضافة بند خاص أنه في حالة عدم توفر معلومات عن التربة لم يحدد اختيار التصنيف D ( في حالة عدم وجود أي مؤشرات تدل على صنف الموقع E أو F ) كما كان في النسخ السابقة بل فرض اختيار الأخطر من التصنيفات C,CD and D (تصنيفات جديدة لم تكن موجود بالنسخ السابقة).
- معاملات استجابة التسارع الطيفي بحيث أصبح استخراج المعاملات Sms & Sm1 من الخرائط مباشرة وإلغاء دور كل من Ss,S1,Fa,Fv ، ونظراً لعدم توفر الخرائط الخاصة بالمعاملات Sms&Sm1 فقد تم الإعتماد على الكود نسخة 7-16.
- استخدام منحنى طيف الإستجابة متعدد الأدوار (MPRS) Multi Period Design Response Spectrum وسمح باستخدام طيف الإستجابة ثنائي الأدوار (TPRS) Two Period Design Response Spectrum كبديل في حالة عدم توفر معاملات الاستجابة المتعددة.
- تغيير بتحقيق الإنتظام الرأسي الخاص بالطابق اللين Soft Story بحيث تغيرت النسبة بين مقاومة الطابق للقوى الجانبية ومقاومة الطابق الذي فوقه إلى 100% بدلاً من 80% كما كان بالإصدار السابق.

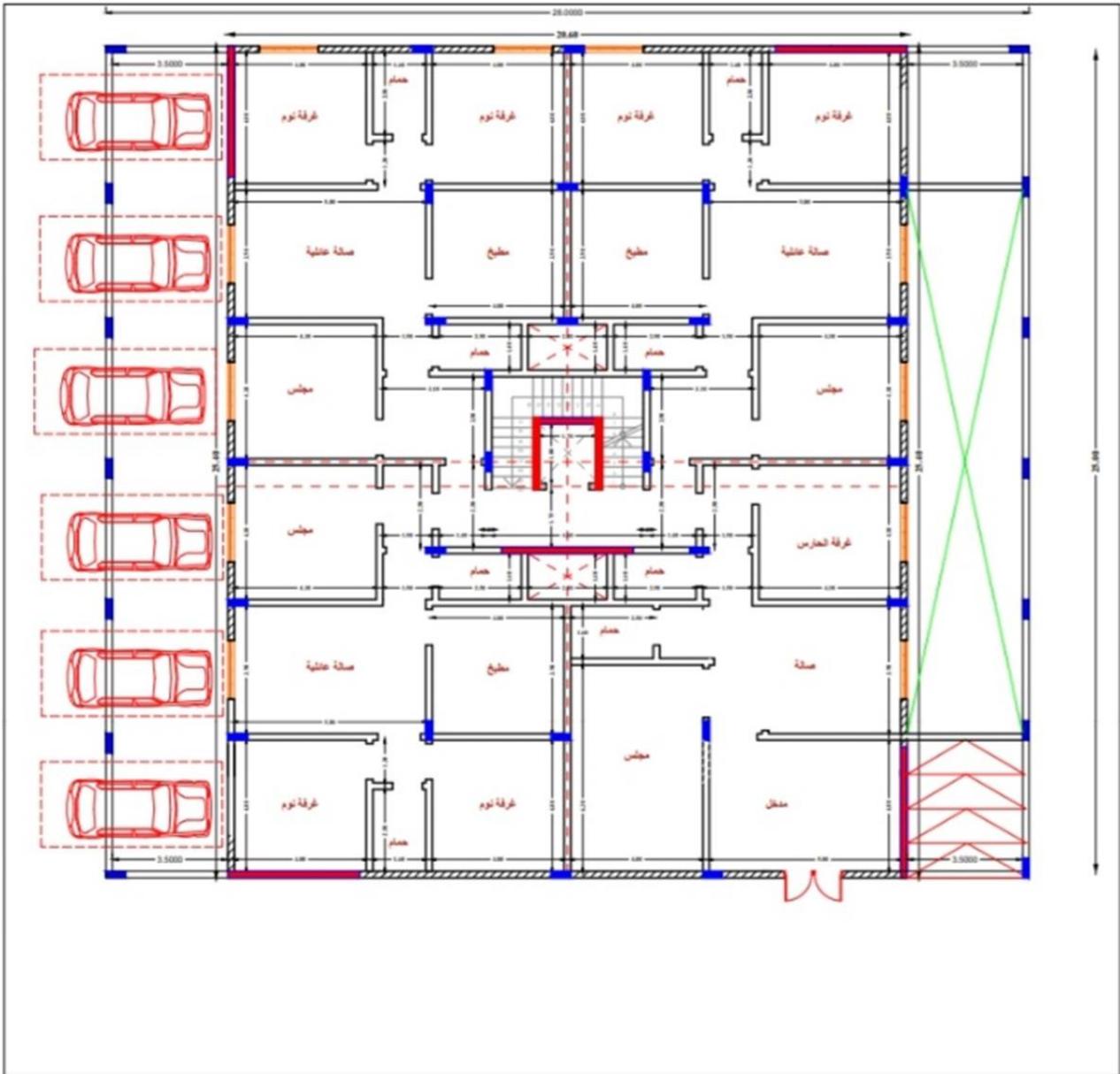
وتجنباً لحصول بعض الإختلافات الأخرى والغير منتبه لها؛ فقد تم الإعتماد على النسخة السابقة للكود وصرف النظر عن النسخة الحالية.

المساقط المعمارية للمشروع

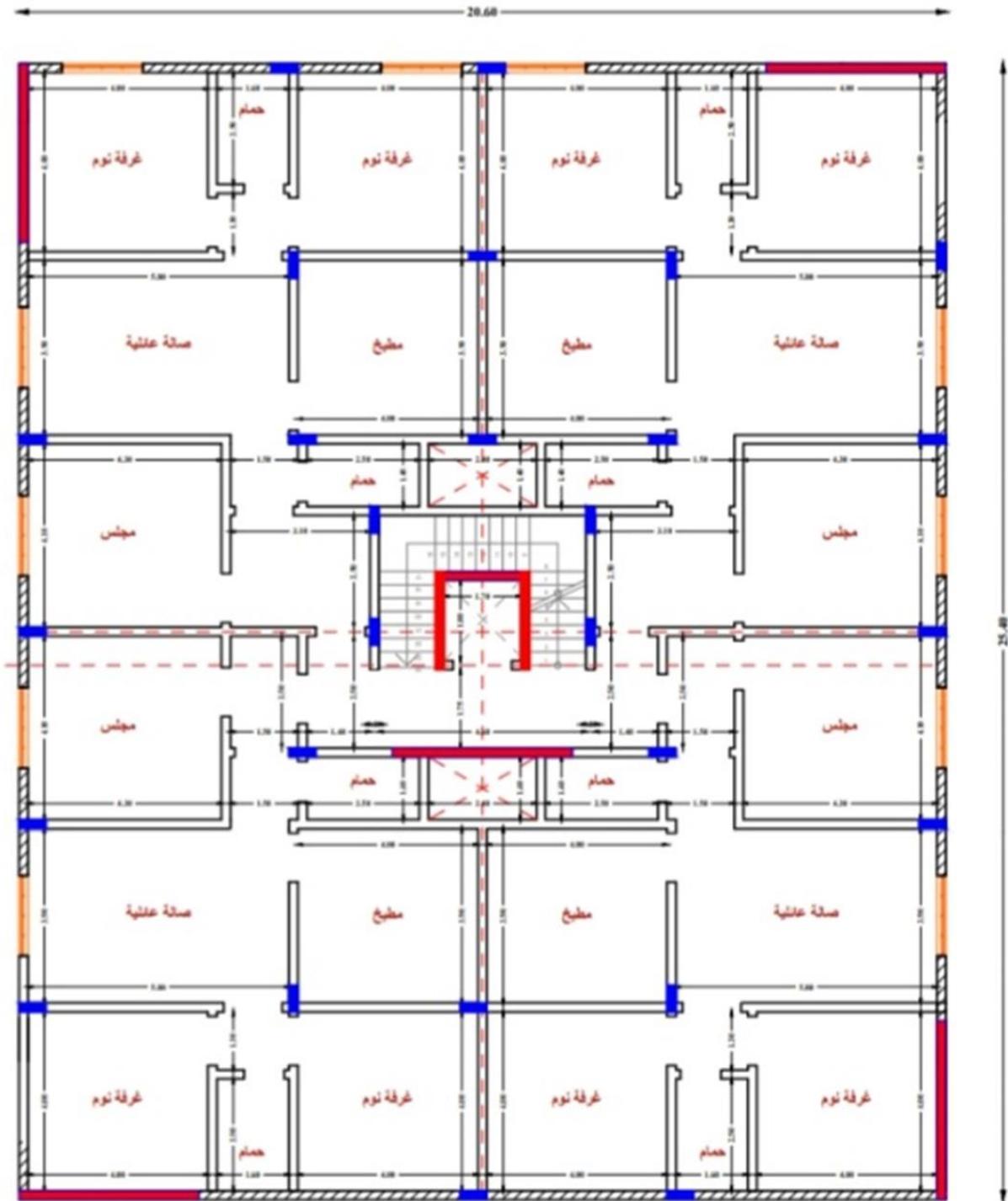
مسقط المواقف *Parcking*



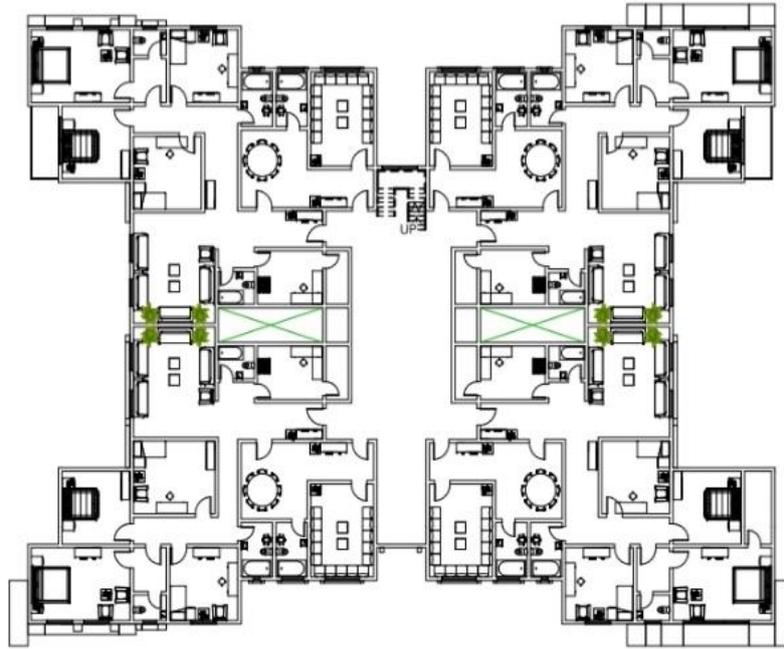
مسقط الدور الأرضي للبرج الأول Ground Level



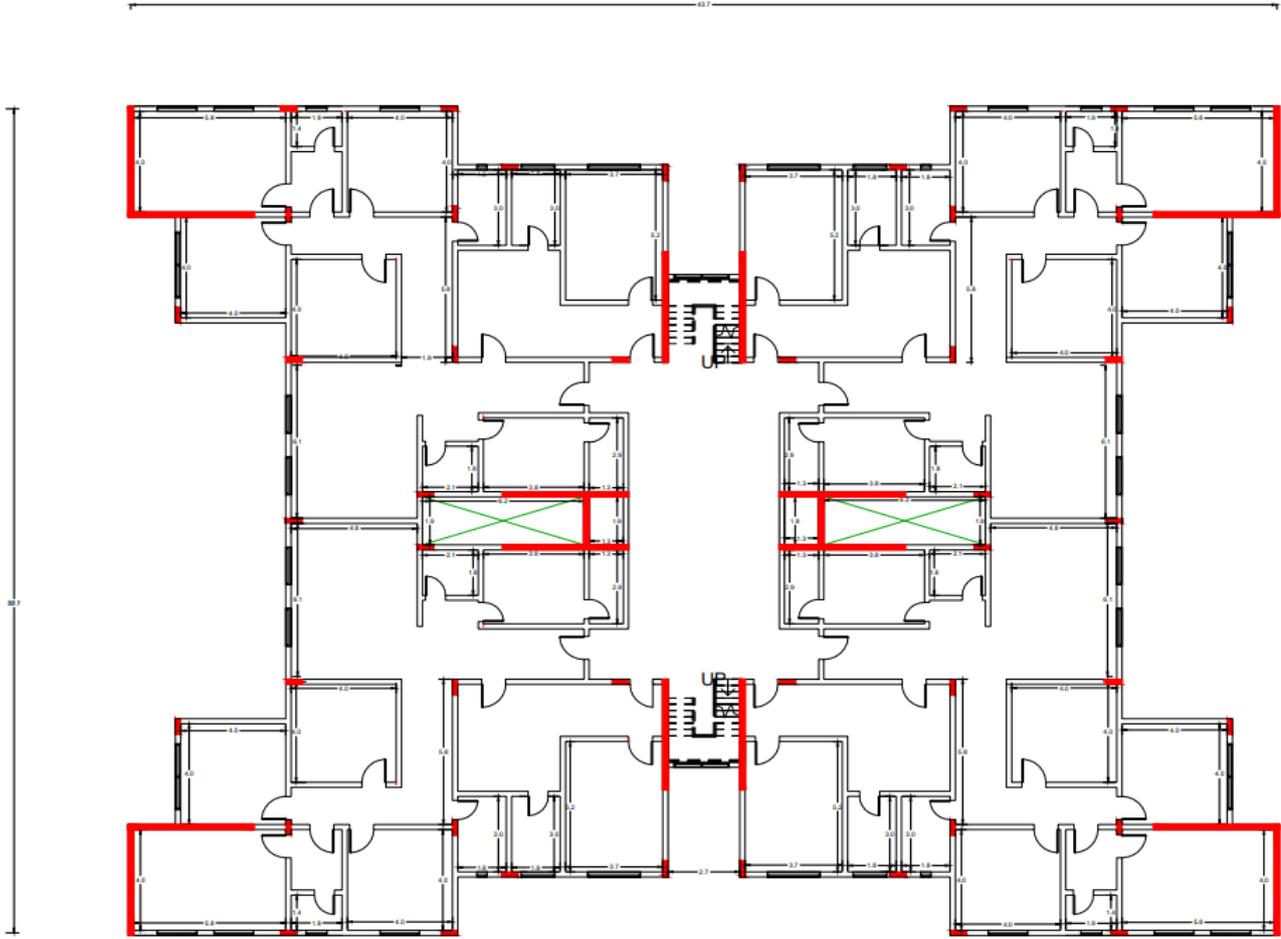
مسقط الدور المتكرر للبرج الاول *Level of Maltie Story*



مسقط الدور الأرضي للبرج الثاني *Ground Level*



مسقط الدور المتكرر للبرج الثاني *Level of Maltie Story*



المناظر المعمارية للمشروع

منظور ثلاثي للمشروع الاول



المناظر المعمارية للمشروع

منظور ثلاثي للمشروع الثاني



# الباب الثاني

الأنظمة الإنشائية

## مقدمة عن الأنظمة الإنشائية Introduction

**النظام الإنشائي:** هو المسار الذي تسلكه الأحمال في المنشأ للانتقال من نقطة تطبيقها إلى التربة في الأسفل مروراً بمجموعة من العناصر الأفقية والرأسية المصممة بكفاءة عالية لتكون قادرة على نقل الأحمال سواء العناصر الخيطية كالأعمدة والجسور أو العناصر المسطحة كالبلاطات وجدران القص وأيضاً القشريات التي تمرر هذه الأحمال إلى تربة التأسيس محققة الاستقرار في المنشآت.

إن الأعضاء الإنشائية مثل البلاطات والأعمدة والجسور والقواعد يمكن أن تتركب مع بعضها بطرق كثيرة ومتعددة لتكون ما يسمى بالنظام الإنشائي Structural System للمباني والمنشآت المختلفة.

إذن فالمسؤولية الرئيسية تقع على عاتق المهندس الإنشائي بين التمييز والإختيار باستخدام الحس الهندسي والشروط الهندسية التي أوردتها الكودات المختلفة للنظام الإنشائي الأفضل من بين الأنظمة الأخرى البديلة للحالة التي تتناسب مع نوعية المنشأ وضروفه التحميلية.

إن اختيار القرار الحكيم والصائب في نوعية النظام الإنشائي له بالغ الأهمية إلى درجة كبيرة من ناحية تأثيره على تكلفة المشروع وعلى مستوى الخدمة المطلوبة.

في الماضي كانت النماذج المستخدمة في التصميم مقيدة، أما في الوقت الراهن فإن الحرية في تصميم المباني العالية ازدادت جنباً إلى جنب مع المعاصرة واتساع الخيال في شكل التصميم كثيراً، إذ إن المباني العالية مصممة اليوم بمساعدة تكنولوجيا الكمبيوتر المتقدمة وتُبنى بجرأة معمارية عالية وتصاميم إنشائية لم تكن موجودة فيما مضى، وإن أهم العوامل التي مكنت من بناء المباني العالية هي التطورات والابتكارات في المجالات الآتية؛ مواد وتقنيات البناء، وأنظمة التشغيل (الميكانيكية) ونظم الإنشاء والتحليل، ولكن من الملاحظ في الوقت ذاته أن الزيادة في ارتفاع المباني يجعلها عرضة للرياح والزلازل والأحمال الجانبية.

للمباني في المناطق ذات المخاطر الزلزالية المنخفضة مناطق كود البناء الموحد (UBC) مناطق 0 و 1، ولتلك المخصصة لفئات التصميم الزلزالي لكود البناء العالمي (IBC) فئات التصميم الزلزالي (SDC) A أو B ، تقريباً أي نظام إنشائي يحتوي على مسار حمل ممكن تمييزه لأحمال الجاذبية والأحمال الجانبية مسموح بها، مسار الحمل يجب أن يكون مستمراً وذو قوة وجساءة ملائمة لنقل القوى من نقطة التأثير إلى نقطة المقاومة، هذا هو واحد من أهم الاعتبارات الأساسية في التصميم الإنشائي وهذا ينطبق في جميع المجالات على جميع المنشآت الهندسية، ويشكل تحديد مسار الحمل واختياره وتصميمه وتفصيله باستخدام أحكام قوانين البناء المهمة الهندسية الإنشائية الرئيسية.

المنشآت الخرسانية المسلحة، المعروفة للبشر منذ القرن التاسع عشر، تقدم نطاقاً واسعاً من الأنظمة الإنشائية والتي يمكن تجميعها في فئات متميزة، ولكل منها مدى الارتفاع القابل للتطبيق، بالرغم من ذلك منطقياً للمباني المتناسبة بشكل طبيعي يجب التحقق منها لتطبيق معين بواسطة النظر في عوامل مثل الشكل الهندسي للمباني، وشدة التعرض للرياح، والزلازل في المنطقة، وفئة التصميم الزلزالي المخصصة للمبنى، وقيود الارتفاع المفروضة حسب القوانين الحاكمة.



FIGURE 1.1 Monadnock Building, Chicago, USA, 1891



FIGURE 1.4 Singer Building, New York, USA, 1908

## الاشتراطات الواجب تحققها في الأنظمة الإنشائية للأبنية العالية

### • المتانة Durability

إن عدم الانتظام الرأسي والأفقي في كتلة المنشأ ووجود الأعمدة المائلة على أطرافه ممكن أن تؤثر على متانة المنشأ وعلى ذلك يجب التوصل إلى التصميم الذي يكون فيه المنشأ قادراً على مقاومة وتحمل كل القوى الجانبية والرأسية التي يتعرض لها المنشأ.

يمكن التحقق من متانة المنشأ بواسطة معامل أمان يعتمد على ارتفاع الطوابق والارتفاع الكلي للمنشأ كما يلي:

▪ الازاحة الأفقية  $\Delta$

$$\Delta \leq \frac{H}{1000}$$

حيث:

$\Delta$ : الازاحة الأفقية.

H: الارتفاع الكلي للمبنى.

▪ الازاحة النسبية بين الطوابق  $\delta$

$$\delta \leq \frac{h}{360}$$

h: الارتفاع الطابق.

وتكون الازاحة كبيرة نسبياً عند عدم تحقق الشرطين السابقين مما يسبب ضعف في متانة المنشأ.

### • الصلابة Hardness

وتتحقق الصلابة بتحقيق انتقالات القوى المتولدة في المنشأ وذلك بشرطين أساسين وهما:

- شرط المتانة كما سبق إيضاحه.
- تحقيق راحة نفسية لمستخدمي المنشأ.

### • الاستقرار ضد الانقلاب

إن المباني المرتفعة تتعرض لقوى أفقية كبيرة إضافة إلى القوى الرأسية ونتيجة لذلك تتسبب القوى الأفقية على ارتفاعات متعددة من المنشأ في توليد عزوم انقلاب للمنشأ وبالمقابل فإن القوى الرأسية تعمل على تثبيت المنشأ وتكون عزم التثبيت عبارة عن وزن المنشأ مضروباً في المسافة من مركز الكتلة للمنشأ إلى الطرف الأقرب للمنشأ ويكون معامل الأمان للمنشأ ضد الانقلاب:

$$F.S = \frac{\text{التثبيت عزوم}}{\text{الانقلاب عزوم}} \leq 1.5$$

### عوامل اختيار الأنظمة

تختلف هذه العوامل عند اختيار النظام المقاوم للأحمال الجانبية عن عوامل اختيار النظام المقاوم للأحمال الرأسية مع مراعاة الالتزام بالعوامل التي ينبغي على الأنظمة الإنشائية تحقيقها وهي:

- اقتصادية كاملة.
- الاستقرار والأمان.
- الغرض من المنشأ.

### • عوامل اختيار النظام المقاوم للأحمال الرأسية

- الشكل الهندسي للمسقط الأفقي.
- المسافات بين الأعمدة.
- التقسيمات المعمارية وأماكن وأنواع الجدران.
- النسبة بين أبعاد البلاطة الواحدة.
- الوظائف الاستثمارية والمعمارية للمنشأ.
- عدد طوابق المنشأ حيث يفضل اختيار نظام بلاطات أخف كلما زاد عدد الطوابق.
- الأحمال الحية المؤثرة.

### • عوامل اختيار النظام المقاوم للأحمال الجانبية

- نوعية المنشأ (خرساني، معدني، ...).
- نوعية القوى الجانبية التي يتعرض لها المنشأ.
- الارتفاع الكلي للمنشأ.
- المساحة الكلية للمنشأ.
- التقسيمات المعمارية للمنشأ وانتظامها خلال الطوابق.
- الوظائف الاستثمارية والمعمارية للمنشأ.
- الوزن الكلي للمنشأ.
- المنطقة الزلزالية التي يقع فيها المنشأ.
- حالة التربة أسفل المنشأ.

## أنواع الأنظمة الإنشائية للأبنية العالية

صُممت الأنظمة الإنشائية في أوائل مباني القرن العشرين أساساً لمقاومة الأحمال الرأسية، أما اليوم؛ وبفضل التطورات في هذا المجال وتطور المواد العالية المقاومة مع زيادة ارتفاع المباني وانخفاض أوزانها، فقد أصبحت الأحمال الجانبية التي تسببها الرياح والزلازل هي الأحمال الأساسية، وخاصة في البنايات العالية، وبدأت تشكل تهديداً أكبر من ذي قبل للمهندسين الإنشائيين، فأصبح توفير المتانة لمقاومة الأحمال الجانبية في المباني العالية مدخلاً أساسياً في تصميم الأنظمة الإنشائية الجديدة، سواء تلك الأحمال التي تسببها الرياح أو الزلازل.

### أنظمة إنشاء المباني العالية

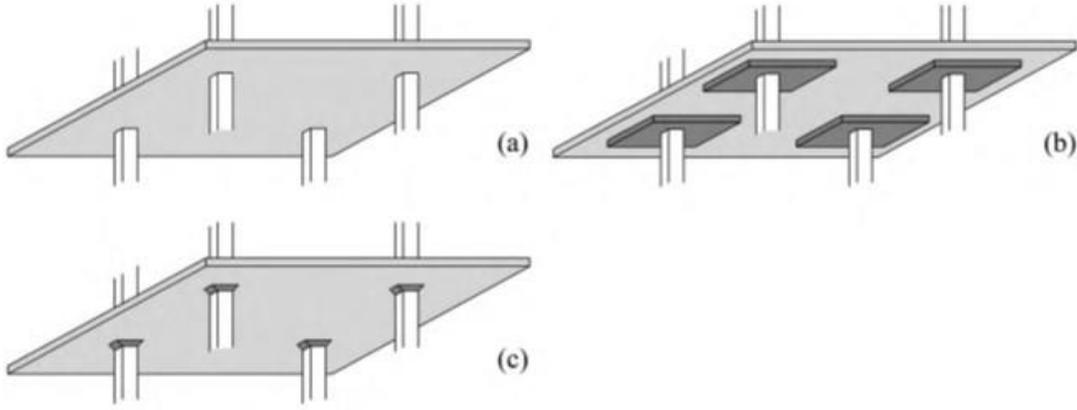
- نظام الإطار الصلب - نظام الإطار الشبكي
- نظام البلاطة الفطرية - نظام العمود الضخم
- نظام النواة - نظام الإطارات المكتفة
- نظام جدران القص - نظام الأنبوب الإطاري
- نظام إطارات القص - نظام الأنبوب المجمع
- نظام الإطار المربوط - نظام الأنبوب الشبكي
- نظام النواة الضخمة - الأنظمة الأنبوبية

#### • نظام الإطار الصلب Rigid Frame System

يستخدم في المباني المعدنية والخرسانية المسلحة، ويتألف هذا النظام من جوائز وأعمدة، وهو عبارة عن إطار غير مدعم قادر على مقاومة كل من الأحمال الرأسية والجانبية، وتعد ذات كفاءة، واقتصادية، وتوفر صلابة كافية لمقاومة الرياح والزلازل التي تسببها الأحمال الجانبية في المباني التي تصل إلى نحو 25 طابق.

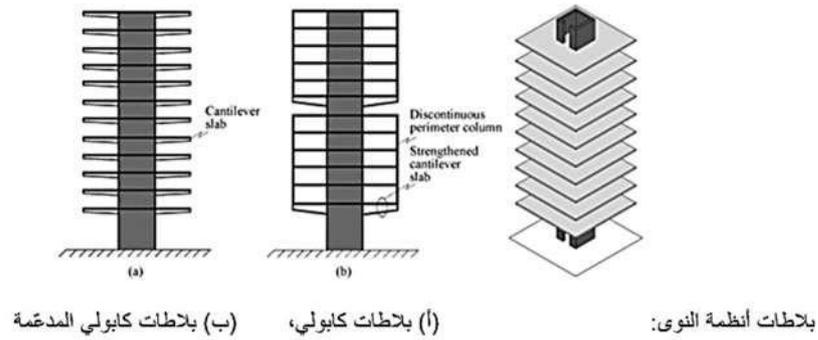
#### • نظام البلاطة الفطرية Flate Slab System

تستخدم أنظمة البلاطات الفطرية في المباني الخرسانية المسلحة، ويتكون هذا النظام من أعمدة وبلاطات ذات سماكة ثابتة، ودون جوائز، ويمكن وضع جدران القص إضافة إلى أو بدلاً من الأعمدة ودون جوائز، فتكون الأعمدة والبلاطات ذات سماكة ثابتة، وضع تيجان أو بلاطات تقوية على الأطراف العليا من الأعمدة ومن أجل الحد من تأثير إجهادات الثقب التي تنشأ من قوى القص في مناطق الاتصال بين الأعمدة والبلاطات أيضاً، فيعدُّ هذا النوع من النظم الإنشائية اقتصادياً حتى 25 طابق.



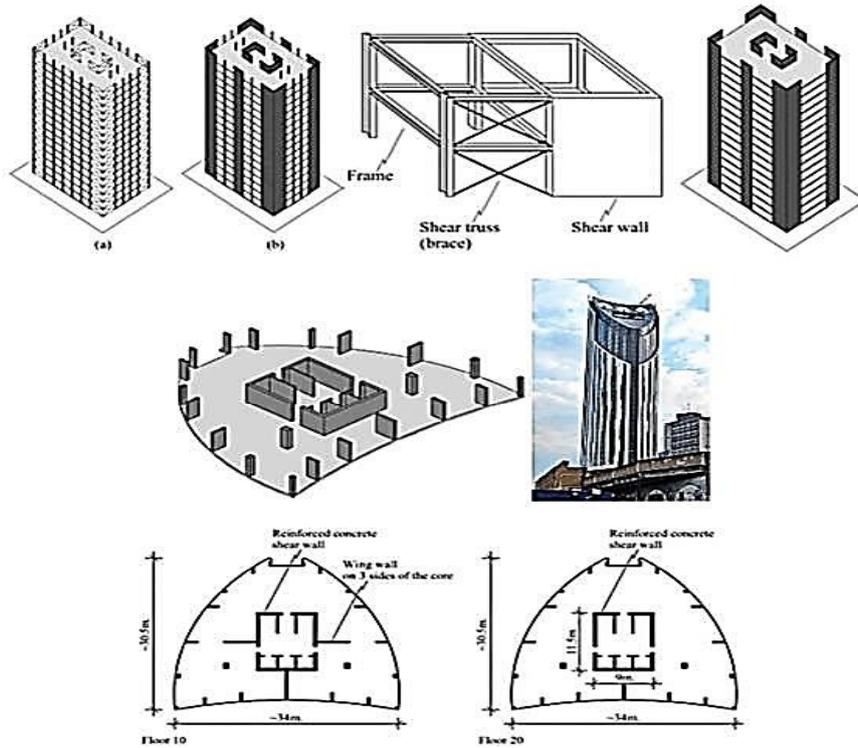
#### • نظام النواة Core System

تستخدم نظم النواة في الأبنية الخرسانية المسلحة، ويتكون هذا النظام من جدار قص مركزي لمقاومة كل الأحمال الرأسية والجانبية، وعموماً فإن جدار النواة هو عبارة عن نواة مفتوحة والذي يحول جزئياً إلى نواة مغلقة باستخدام الأعمدة مع الجوائز أو دونها، وذلك لزيادة صلابة والتوائية جوانب المبنى، وعلى الرغم من أن سلوك النوى المغلقة يعدُّ مثالياً ضد التواء البناء تحت الأحمال الجانبية، لكن تستخدم النواة المغلقة جزئياً لأسباب معمارية، وتعدُّ البلاطات أظفاراً (كابولي) من جدار القص (النواة) أو بلاطات ظفرية أو بلاطات ظفرية مقواة، وإن هذه النظم ذات كفاءة، واقتصادية في المباني حتى 20 طابق، وعيب هذه الجملة هو قدرة ضعف النواة على مقاومة الانحناء لأنَّها ليست عميقة.



#### • نظام جدران القص Shear Walls System

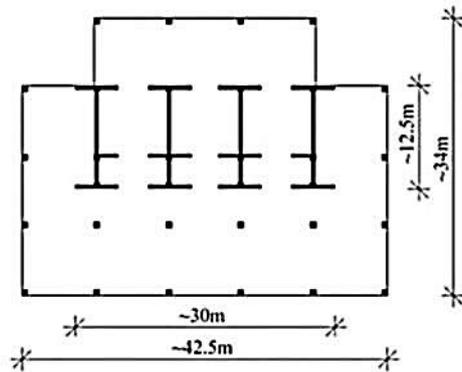
يستخدم نظام جدار القص في المباني الخرسانية المسلحة، ويتكون هذا النظام من جدران قص خرسانية مسلحة والتي تكون مع فتحات أو مصممة، ويمكن أن تُعدّ أنظمة جدران القص بمثابة ظفر (كابولي) عمودي مثبت بمتانة في القاعدة، ويمكن أن تقاوم جميع الأحمال الرأسية والجانبية على مبنى دون أعمدة، وهذه النظم ذات كفاءة، واقتصادية في المباني حتى 35 طابق.



برج ستارثا، المملكة المتحدة، لندن، 2010

### ● نظام إطارات القص Shear Frame System

نظم الإطارات الصلب اقتصادية؛ ولكن ليس لديها مقاومة كافية ضد الأحمال الجانبية في المباني التي تزيد عن 25 طابقاً بسبب انحناء الأعمدة التي تسبب تشوهات كبيرة، ففي هذه الحالة، يمكن زيادة الصلابة الكلية والارتفاع الاقتصادي للأبنية بإضافة دعائم القص العمودية (الأقواس) مع جدران القص أو دونها إلى الإطارات الصلد لحمل القص الخارجي الناتج عن الأحمال الجانبية، ويسمى هذا النظام التفاعلي للإطارات ودعائم القص مع جدران القص أو دونه "نظام إطار القص"، وهو فعال جداً ضد الأحمال الجانبية، وهذه النظم ذات كفاءة واقتصادية في المباني حتى 38 طابق.



مبنى سيغرام، الولايات المتحدة الأمريكية، نيويورك، 1958

### ● نظام العمود الضخم Mega Column System

تتكون أنظمة العمود الضخم من الخرسانة المسلحة أو الأعمدة المركبة مع جدران القص أو دونها بمقاطع عرضية أكبر بكثير من المعتاد، وتعمل باستمرار على جميع مستويات ارتفاع المبنى، وتقاوم الأعمدة الضخمة في هذا النظام مع جدران القص أو دونها جميع الأحمال الرأسية والجانبية، وإن الروابط الأفقية في أنظمة العمود الضخم ذات أهمية قصوى، ويعود ذلك إلى عدم قدرة بلاطات الأسقف في أن تشكل هيكلًا صلباً، ولدعم هذا السلوك تُقيد الأعمدة أفقياً بالأربطة، أو بإطارات فرنديل "vierendeel"، أو تستخدم الأقواس الضخمة؛ وبهذه الطريقة فإن الأعمدة الضخمة كافة مع جدران القص الخارجية أو دونها مرتبطة معاً للمشاركة في الصلابة الجانبية للهيكول، وإن هذه النظم ذات كفاءة، واقتصادية في المباني التي تزيد عن 40 طابقاً.

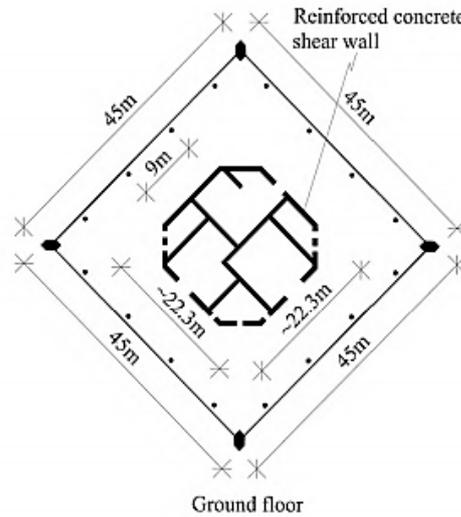


FIGURE 3.19 Al Faisaliah Center, Riyadh, Saudi Arabia, 2000 (photo courtesy of Adrian Peret, adrian.peret@gmail.com)

### ● نظام النواة الضخمة Mega Core System

تتكون أنظمة النواة الضخمة من الخرسانة المسلحة أو المركبة في جدران قص النواة مع مقاطع عرضية أكبر بكثير من المعتاد، وتكون مستمرة على ارتفاع المبنى كاملاً، ويمكن أن تقاوم كل الأحمال الرأسية والأفقية، وليست هناك حاجة للأعمدة أو جدران القص على محيط المبنى، وفي هذه النظم، تعدُّ البلاطات أظفاراً (كابولي) من جدران قص النواة، ويمكن استخدام نظم النواة الضخمة مع بلاطات ظفرية مقواة أيضاً، فهي بذلك توفر كفاءة، واقتصادية للمباني التي يزيد ارتفاعها عن 40 طابقاً.



Reinforced concrete mega core (circular cross-section with varying external diameter and wall thickness of 18 to 13m and 2 to 1m respectively from bottom to top)

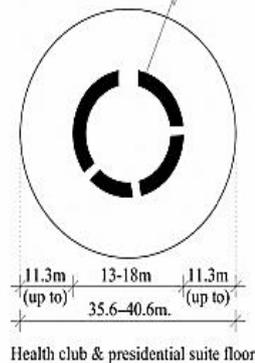
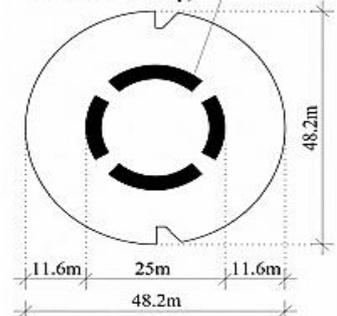


FIGURE 3.26 Aspire Tower, Doha, Qatar, 2006 (credit for Photo: CTBUH)



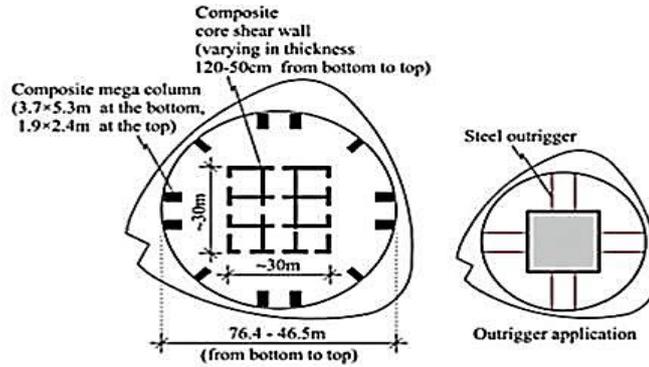
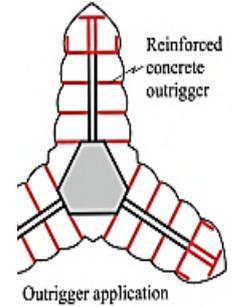
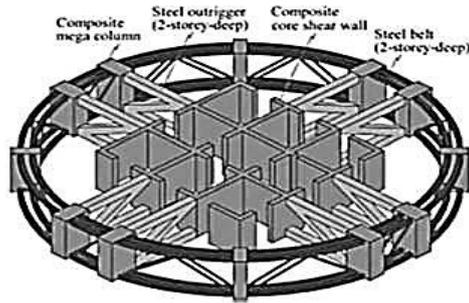
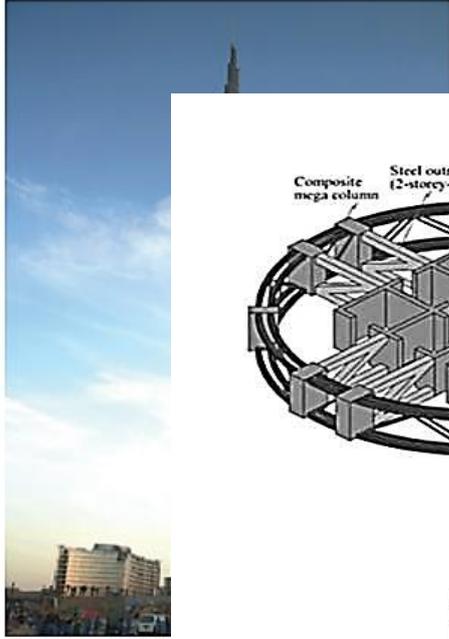
Reinforced concrete mega core (circular cross-section with external diameter of 25m and varying wall thickness of 1.65 to 1m from bottom to top)



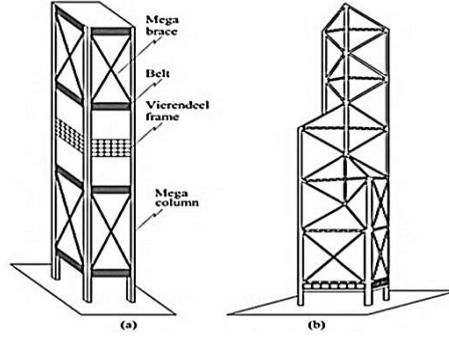
8 Shenton Way, Singapore, Singapore, 1986

### • نظام الإطارات المكتفة Outrigger System

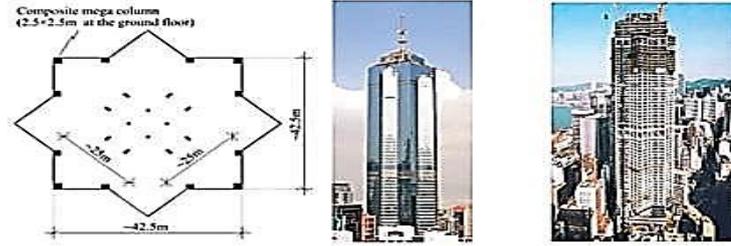
طوّرت أنظمة الإطارات المكتفة بإضافة مدّادات إطارات القص مع النواة (نظام إطار-نواة) لربط النواة مع الأعمدة الخارجية، والروابط هي عناصر إنشائية تربط النواة مع الأعمدة المحيطة على مستوى واحد أو أكثر في جميع مستويات ارتفاع المبنى وذلك لتمتين الهيكل، ويتكون الرابط من جمالون القص الأفقي أو جدار القص (أو جانز عميق).



برج شنغهاي، الصين، شنغهاي



نظام العمود العملاق (إطار العملاق، جملون فراشي)



المركز، الصين، هونغ كونغ، 1998

### • الأنظمة الأنبوبية Tube System

تطورت هذه الأنظمة عن نظام الإطار الصلب، ويمكن تعريفها بأنها الإطار الصلب الثلاثي الأبعاد، ولديها القدرة على مقاومة جميع الأحمال الجانبية مع هيكل الواجهة، ويمكن زيادة متانة النظام الهيكلي ضد الأحمال الجانبية في التصميم الأنبوبي بواسطة الحلول الآتية:

- بتقريب المسافات بين الأعمدة المحيطة.
- بزيادة عمق الجوائز المتصلة بالأعمدة المحيطة.
- إضافة دعائم القص / الأقواس أو جدران القص إلى النواة.
- إضافة الأنبوب الداخلي بدلاً من النواة (أنبوب داخل أنبوب).
- إضافة الجمالون (الأقواس إلى الطوابق المتعددة) في محيط المبنى الخارجي (أنبوب مُربط).
- جمع أكثر من أنبوب واحد (أنبوب مجمع).

يوفر هذا النظام الإنشائي كفاءة، واقتصادية للمباني التي يزيد ارتفاعها عن 40 طابقًا.

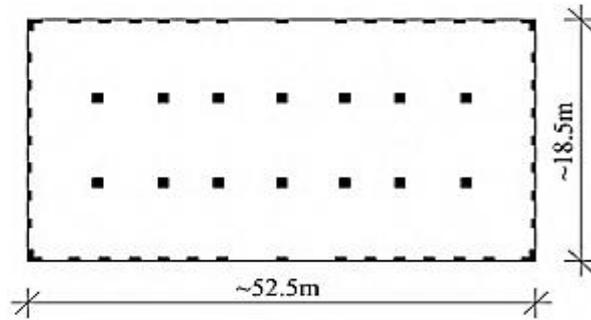


FIGURE 3.58 Olympia Centre, Chicago, USA, 1986  
(photo courtesy of Marshall Gerometta/CTBUH)

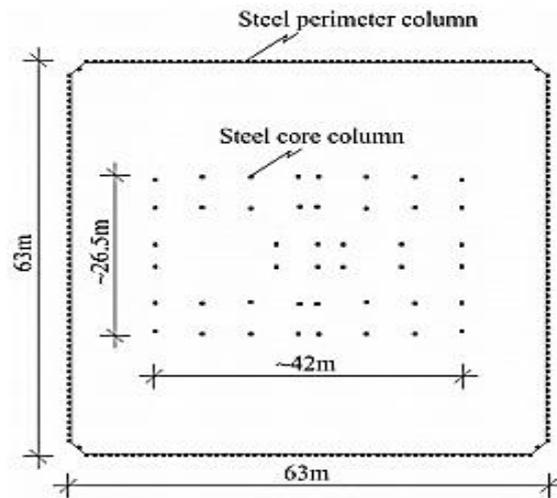


FIGURE 3.55 World Trade Center Twin Towers, New York, USA, 1972

## الأنظمة الإنشائية للمباني الكابولي

نتشر الكوابيل CANTILEVERS في الطبيعة في العديد من الأشكال المورفولوجية والتكتونية. تعتبر الأشجار والجبال من أفضل الأمثلة على الكوابيل الرأسية في الطبيعة التي تقاوم قوى الرياح الجانبية. من الناحية التاريخية، كانت المباني والجسور تستخدم الكوابيل لتحقيق الأنظمة التي يتم استخدامها إما لأسباب هيكلية أو جمالية، أو لكليهما. مع التقدم السريع في تقنيات المواد والبناء خلال العقود العديدة الماضية، تظهر الكوابيل الآن في المباني في جميع أنحاء العالم، بأشكال وتركيبات لا حدود لها. يعد تصميم وهندسة الكوابيل حاليًا أيضًا أحد أكثر مجالات البحث المبهجة والمتقدمة والقوية وتعتبر الكوابيل الأفقية في المباني مشهدًا شائعًا جدًا.

ومن المثير للاهتمام أن المباني الشاهقة هي في حد ذاتها نتوءات عمودية ضخمة تنطلق من الأرض نحو السماء وتتعرض للقوى الجانبية الشديدة من الرياح العاتية والزلازل. حتى في أسس البناء، يستخدم المهندسون الكوابيل لصالحهم لأنواع مختلفة من القواعد. المهندسين المعماريين والمهندسين يوظفونهم في حل العديد من المشاكل البسيطة والمعقدة في تصميم المكاتب والاستوديوهات. ومع ذلك، من المدهش أنه لا يوجد كتاب يركز بشكل صريح وكامل على الكوابيل، الذي أصبح شائعًا جدًا في العالم الحديث.

في الواقع. الهندسة المعمارية الكابولية Cantilever Architecture by Kyoung Sun Moon تسد هذه الفجوة. نظرا لأن البحث المعماري يهيمن عليه حاليًا التركيز الهيكلي المستمر على العمودية والسباق من أجل أطول بناء، يبدو أن الوقت مناسب الآن للتركيز على الأهمية والقيمة الفريدة والحاسمة للخصائص المعمارية التي لم يتم البحث عنها جيدًا ولكنها وثيقة الصلة بشكل متزايد، والإمكانيات والتحديات المتعلقة بالمنشآت الكابولية. الميزات المثيرة للاهتمام حول الكوابيل هي أنها مبهجة من الناحية الجمالية - غالبًا مع صفات نحتية - تتمتع بأشكال شبه ديناميكية تبدو وكأنها في الهواء في حركة ثابتة؛ يمكنهم تقليل هياكل الدعم المعوقة وتقديم تنوع مرغوب في التطبيق. يمكن استخدامها بشكل استراتيجي في الهياكل طويلة المدى لتقليل الانحناء وتحديد الفواصل الرئيسية. ولا يقتصر تطبيقها على المباني والجسور فقط، بل يشمل أيضًا العديد من الهياكل الصناعية والتعدينية والاتصالات السلكية واللاسلكية والطيران.



Figure 1-9. Armstrong Rubber Co. Headquarters by Marcel Breuer, West Haven, Connecticut, 1970.

فيما يلي شرح لبعض الأنظمة الانشائية لعدة منشآت كابولية تم تنفيذها حول العالم

### المنشأ1:



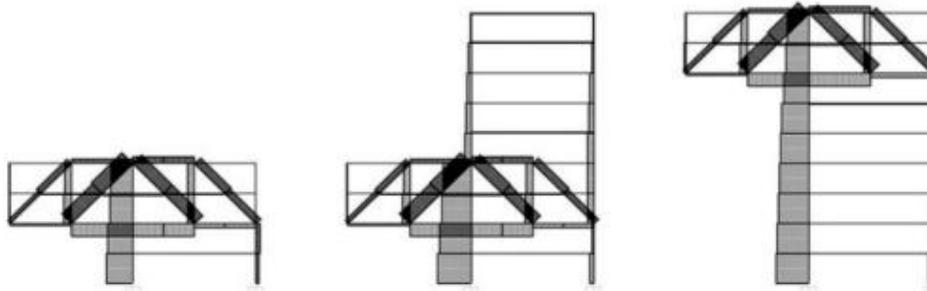
Figure 3-41. Wozoco Apartments in Amsterdam. Photography by Rob't Hart, image courtesy of MVRDV.

يتكون مبنى شقق Wozoco في أمستردام الذي تم تصميمه بواسطة MVRDV من ١٠٠ وحدة سكنية. أن النظام الانشائي لهذا المنشأ يشبه صندوق مستطيل الشكل يمثل الكتلة الرئيسية للمبنى الذي يحتوي على ٨٧ وحدة سكنية، خمس كتل أصغر تبرز على جانب واحد فقط ، تحتوي على ١٣ وحدة سكنية. أربعة من الكتل الصغيرة بارتفاع طابقين وواحد بارتفاع طابق واحد. طول البروز (الكابولي) لثلاثة من الكتل ذو الطابقين يماثل طول الامتداد الخلفي (يساوي طول البحر المجاور)، وهو عمق كتلة المبنى الرئيسية الكبيرة. مع هذه النسبة، إذا لم يكن الكابولي يمثل أجزاء صغيرة مماثلة للكتلة الرئيسية، فإن نهاية الركائز الرأسية الساندة (الاعمدة) للامتداد الخلفي ستكون عرضة لتطوير اجهادات شد وسيكون المنشأ عرضة للانتهيار نتيجة الانقلاب (over turning failur).

ومع ذلك، فإن الامتداد الخلفي من الكابولي، بمعنى ما، جزء لا يتجزأ من الكتلة الرئيسية الأكبر للمبنى. هذه البروزات الثلاثة المكونة من طابقين يعطوها طابقان وأربعة وستة طوابق. يمكن لقوى الانضغاط من هذه الطوابق فوق الامتداد الخلفي للبروز أن تلغي قوى الشد المحتملة التي تنشأ عند نهاية المساند الرأسية للامتداد الخلفي.

يتم تشييد الكوابيل الكبيرة كجمالونات. يتم تكوين الجمالونات بطريقة تجعل الاعضاء القطرية الأطول معرضة لقوى الشد. اعضاء الجملون للكابولي يتم تثبيتها بجران القص المصممة انشائيا للوحدات السكنية للكتلة الرئيسية.

يتطلب ذلك إدخال إطارات جاسئة مستطيلة الشكل بين الجمالونات المكونة للكوابيل وجران القص الانشائية التي يتم تثبيت الكوابيل عليها ، بحيث تنتقل الأحمال من الجمالونات الكابولية عبر الإطار الجملوني الجاسئ (Vierendeel truss) إلى جدران القص.



Comparative axial force diagrams of simplified Wozoco cantilevers with alternative back span structure configurations

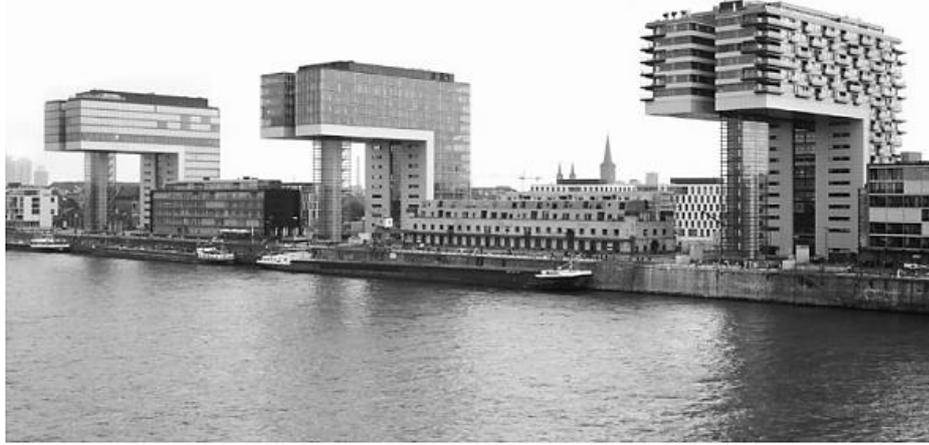


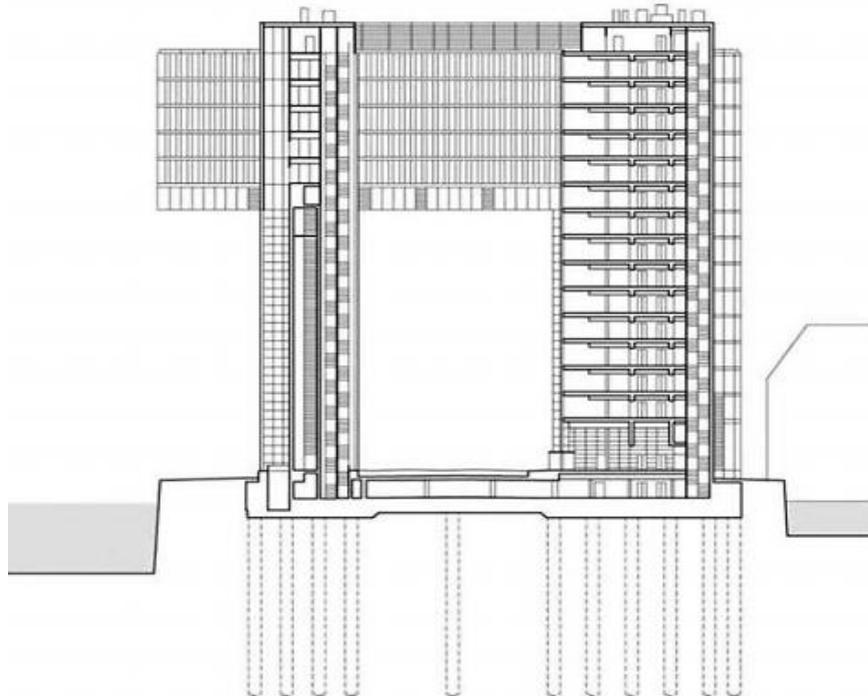
Figure 3-45. Crane Houses in the Rheinauhafen of Cologne. With permission of Rasmus Norlander.

تشير Crane Houses متشابهة المظهر إلى ثلاثة مبان في كولونيا، ألمانيا، تم تصميمها بواسطة (Architects Hadi Teherani). تم تصميم الشكل الفريد للمباني ليحاكي رافعات الميناء (harbor cranes). يتكون كل مبنى من برجين على شكل حرف L-مقلوب ومتصلين بواسطة نواة خرسانية (جدران قص) رأسية بينهما. يقع أحد النوايا الرأسية بين الجزئين الرأسيين للجزء L-المقلوب لأعلى، والآخر يقع بين الأجزاء الأفقية من الشكل L-المقلوب عند حوالي الثلث على طول الأطراف الحرة.

يتحكم الشكل L-المقلوب في التعبير المرئي للمبنى حتى مع وجود النوايا الخرسانية المكشوفة بين الأجزاء الأفقية حيث أنها لا تدعم بشكل مباشر المقطع الأفقي من الأسفل. يبرز اثنان كابولي عميقان متماثلان من النوايا الخرسانية في الاتجاه العمودي على المستوى للشكل L-المقلوب لدعم الأجزاء الأفقية من الشكل. يقسم هذا المسند (Support) المقطع الأفقي من الشكل L-المقلوب مع نسبة الامتداد الخلفي (back span) إلى طول البروز حوالي 1:2 وهذا قريب من التناسب الأمثل لهذا النوع من التكوين الكابولي.

يتم تخصيص أدنى مستويات الأجزاء الأفقية من L المقلوبة كدعم انشائي للطوابق المتعددة أعلاه. يتم التعبير عن هذا بوضوح على واجهات المبنى كأشرطة سميكة غير شفافة على شكل حرف L-لذلك، يمكن تصميم الطوابق أعلاه بشكل معماري دون أن تتأثر كثيراً بالتحديات الإنشائية للمبنى. بدلاً من ذلك، يمكن استخدام ارتفاع الطوابق المتعددة للمقطع الأفقي من L المقلوب كعمق انشائي لدعم المقطع الأفقي بما في ذلك الكابولي. سيناريو التصميم المعقول في هذه الحالة هو استخدام أعضاء قطرية ضخمة على طول عدة طوابق لتشكيل دعائم.

Section drawing of Crane Houses



## Creative Valley, Utrecht,



Netherlands

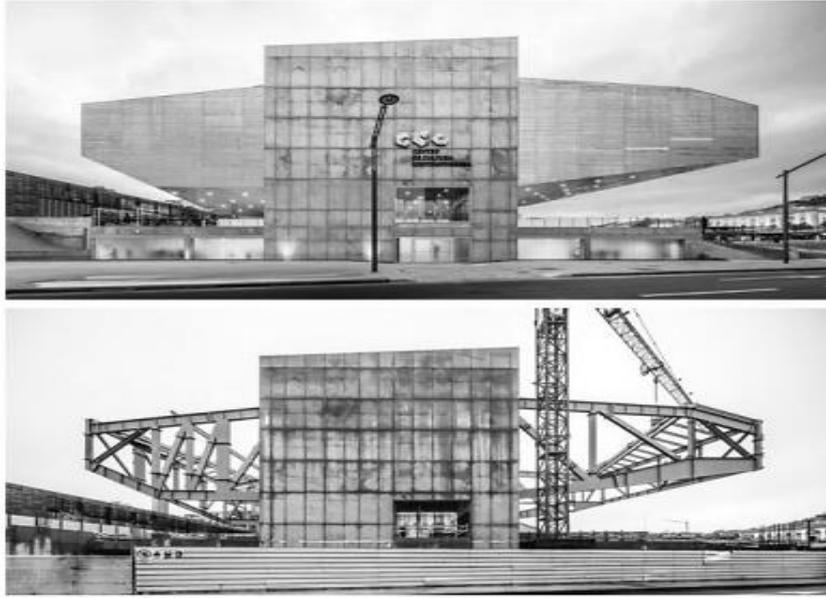
Creative Valley Building in Utrecht, Netherlands

يتكون مبنى Creative Valley في أوترخت بهولندا، الذي صممه، Gent & Monk Architecten من عشرة أجزاء حجمية (Volumes) مستطيلة تبرز من هيكل انشائي على شكل صندوق مستطيل ضيق يمثل العمود الفقري المركزي للمبنى ، بحيث تبرز خمسة أجزاء من كل جانب من الهيكل المستطيل. من بين الأجزاء الخمسة الموجودة على كل جانب، ثلاثة منها معلقة. الأجزاء الثلاثة المعلقة على كل جانب مختلفة في الأبعاد. ومع ذلك، فإن الأجزاء المعلقة والمتقابلة متماثلة. لذلك، فإن أحمال الجاذبية متوازنة حول هيكل العمود الفقري المركزي.

اثنين من الكابولي بارتفاع طابقين والثالث المتبقي بارتفاع طابق واحد. يتم وضع الكابولي ذو الأبعاد المتماثلة والمكونة من طابقين على جوانب متقابلة من هيكل العمود الفقري المركزي مع وجود اختلاف في طابق واحد. ومع ذلك، فإن البروزات الكابولية المكونة من طابقين مدعمة بإطارات جملونية طويلة متناظرة بارتفاع طابق واحد مشترك في نفس المستوى لكل من البروزات المتقابلة. لذلك، فإن الأرضيات الكابولية التي لا يتم دعمها بشكل مباشر عن طريق الإطار الجملوني المشترك اما ان يتم تعليقها من الجملون أو ان يتم سندها من الأسفل بواسطة.

## المنشأ 4:

The Cultural Center, Castelo Branco, Portugal

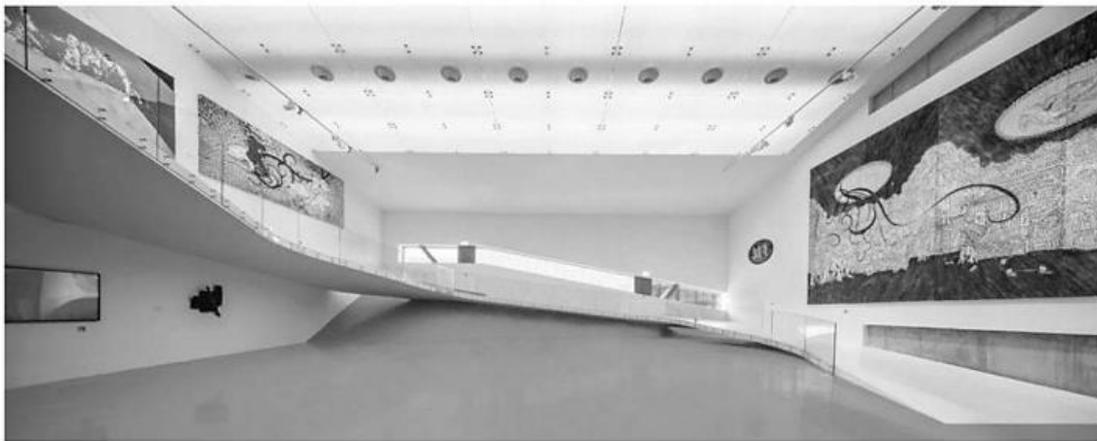


Cultural Center in Castelo Branco in Portugal

المركز الثقافي في Castelo Branco في البرتغال الذي صممه Josep Lluís Mateo عبارة عن هيكل يشبه الجسر مع بروز كبير على الوجهين. المركز الثقافي الذي يحوم فوق صالة التزلج مدعوم بهيكلين من الخرسانة المسلحة. من أجل استيعاب مساحة المعرض وصالة العرض، تم تصميم البروز بأبعاد كبيرة تتجاوز عرض الهياكل الأساسية الخرسانية المسلحة. تعمل هذه الكوابيل الضخمة المتقابلة على موازنة أحمال الجاذبية الكبيرة المطبقة عليها حول الهيكل الأساسي الرأسي الذي ينقل الأحمال في النهاية إلى الأساس. عمل كابولي من جانب واحد فقط من شأنه أن يجعل التصميم الهيكلي للمبنى أكثر صعوبة.

مقاطع الكوابيل الكبيرة في المركز الثقافي مختلفة السماكة (Tapered) بناءً على المتطلبات الوظيفية، تتوافق هذه الأشكال مع المنطق الإنشائي للهيكل الكابولي حيث أن عزوم الانحناء الكلية في الهيكل الكابولية تزداد باتجاه المسند (Support). ومع ذلك، في المركز الثقافي، لا تتبع أبعاد مقاطع الجمالونات الكابولية هذا المنطق تماماً. في الكابولي الأطول الذي يحتوي على صالة العرض، تم زيادة عمق مقاطع أعضاء الوتر السفلي الأقرب من الطرف الحر من الكابولي وذلك لتحقيق الغرض الوظيفي المرجو.

يتم تكوين الجمالونات الهيكلية الكابولية هندسياً لكي تتولد قوى شد في الأعضاء القطرية الطويلة نسبياً. وبشكل عام، من الأفضل تصميم أعضاء أطول تقاوم قوى شد بدلاً من قوى الضغط لأن الأعضاء الأطول عرضة للفشل بالانبعاج (Buckling) عند تعرضها لقوى الضغط إذا تم عكس اتجاه الأعضاء القطرية، فستتولد قوى ضغط بدلاً من الشد.



Interior view of the Cultural Center in Castelo Branco with cantilevered ramps

CCTV Headquarters, Beijing,



China

Headquarters in Beijing, China

قدم مقر CCTV في بكين المصمم من قبل OMA مفهوماً جديداً لتصميم المباني الشاهقة الحلقية (Looped Tall Buildings). تم توصيل البرجين في المستويات السفلية والعلوية، وتم إنشاء حلقة كاملة لتلبية المتطلبات الوظيفية للمبنى بشكل أفضل كمقر لتلفزيون الصين المركزي. في الجزء العلوي من مقر CCTV، يلتقي كلا الكابولي متعدد الطوابق من البرجين المائلين. في حين يتم ربط الكابولي في الجسور الكابولية النموذجية وتكون بحور طويلة بمجرد الانتهاء من البناء، يلتقي الكابولان في مقر CCTV بزوايا 90 درجة ولا يزالان يؤديان إلى بروز مدمج مثير للإعجاب.

يتناقص عمق الكابولي في اتجاه الشمال - الجنوب قليلاً مع الاقتراب باتجاه النهاية الحرة، وهو ما يتوافق مع المنطق الإنشائي للكوابيل. والعكس للكابولي الآخر في اتجاه الشرق - الغرب الذي يتناقص مع الاتجاه نحو المسند (Support) حيث يلتقي الكابولي الأفقي مع البرج العمودي والذي يمثل المسند أو الركيزة. وبالتالي تم تعديل كثافة العناصر الإنشائية لمعالجة هذا الأمر. النظام الإنشائي للكوابيل هو الإطارات المعدنية المدعمة (Steel Braced Frame). يصبح نسق المدعمات القطرية (Diagonal Bracings) أكثر كثافة باتجاه المساند (Supports) للكوابيل. يساعد أسلوب التصميم هذا على زيادة المقاومة بكفاءة وتقليل تشوه الكابولي. أطوال الكابولين متشابهة جداً. مع أعماق هيكلية متعددة الطوابق للكابولي واستخدام التكوينات الهيكلية الفعالة للغاية، ينتج كلا الكابولين مقاومة وصلابة مماثلة.

## النظام الإنشائي المستخدم في المشروع

## • النظام الإنشائي المستخدم لمقاومة القوى الجانبية

تم استخدام النظام الإنشائي المقاوم للقوى الجانبية في الأبراج الرئيسية وإهمال دور كلاً من الكتلتين الوسيطيتين في مقاومة الأحمال الجانبية، نظراً لصغر الإرتفاع بالنسبة للكتلة السفلية، أما بالنسبة للكتلة العلوية فقد أصبحت غير مشاركة في المقاومة الجانبية نتيجة لتحريرها من العزوم تحفظاً للتخلص من فارق الهبوط المحتمل بين البرجين إذا كانت خصائص التربة أسفل كل منهما مختلفة من ناحية، وفارق الحمل الحي من ناحية أخرى، حتى إذا حصل تحميل أحدهما بحمولة حية وإغلاق الآخر للصيانة مثلاً. مع التنويه أن حصول مثل هذه الحالة نادرة الحدوث بحيث أنها لا تتعدى 5% نظراً للتماثل إلى حد كبير بين البرجين.

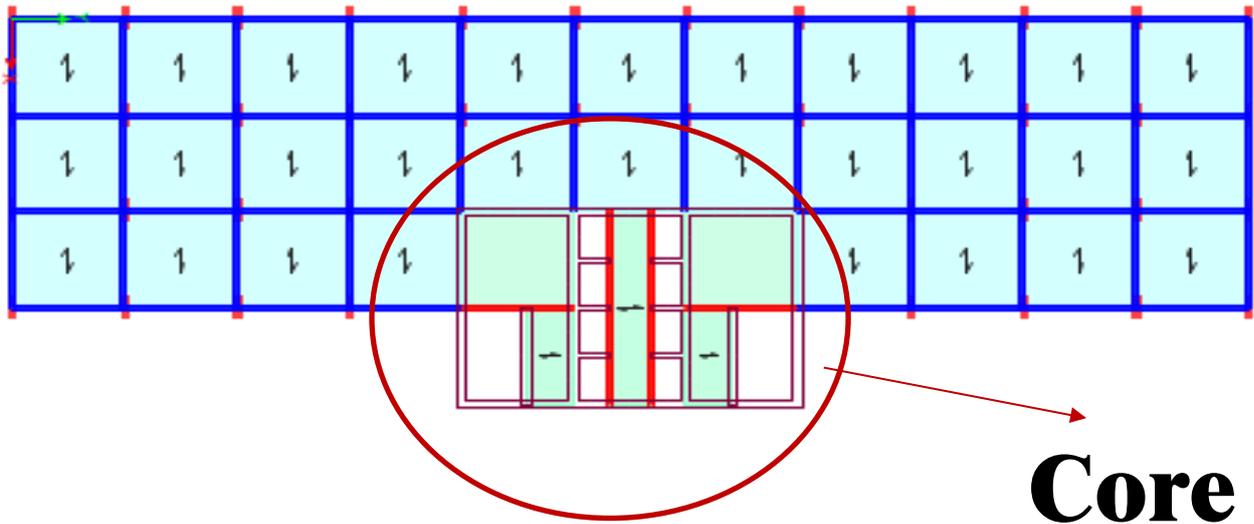
وقد كانت الأنظمة المختارة لإجراء المحاولات:

- نظام النواة الخرسانية Core System
- نظام الإطارات الخاصة Special Frame System
- النظام المشترك بين النواة والإطارات الخاصة
- النظام الثنائي المشترك بين الإطارات والجدران Daul System
- النواة المركزية مع النظام الثنائي

## ❖ مراحل اختيار النظام الإنشائي للأبراج

## النموذج الأول Frist Trail

نواة خرسانية في كل من مراكز الأبراج بالإضافة إلى الإطارات العزمية الخاصة المحيطة بكل بالمبنى الموضح كما في الشكل التالي:



## مميزات النظام:

- عدم التسبب في حصول إعاقة في المسقط المعماري.

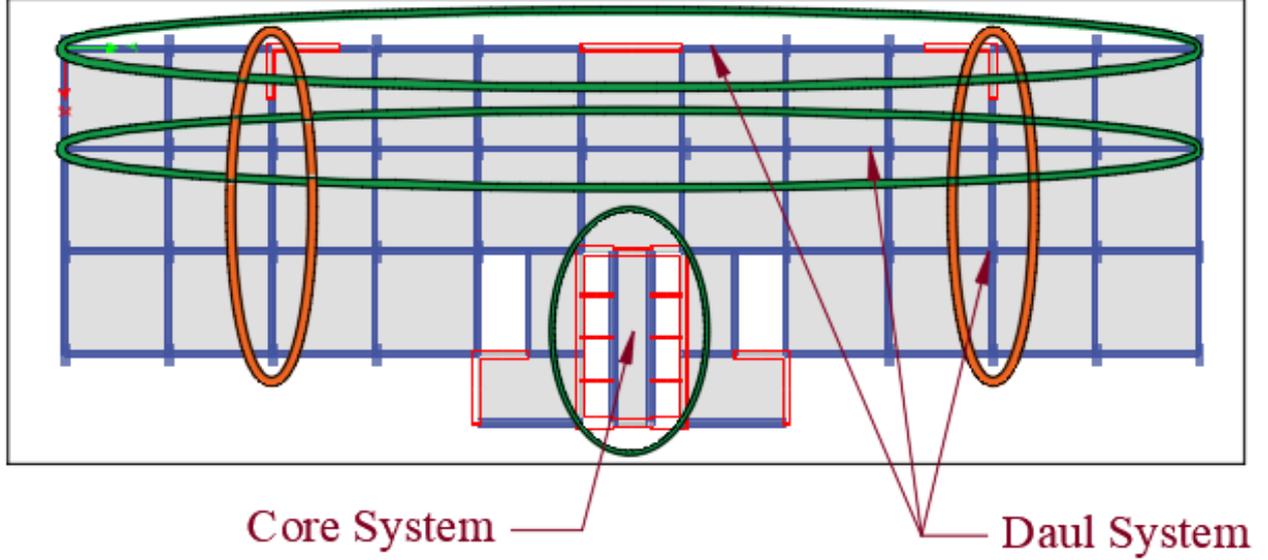
## عيوب النظام:

- سيطرة النمط الفتلي على المبنى والذي يعتبر من أكثر الأنماط خطورة على المبنى؛ لأنه يعمل على زيادة اللامركزية للمبنى مما يؤدي إلى زيادة القوى والإجهادات على العناصر الإنشائية بشكل كبير.
- تجاوز الإزاحات الطابقية للحدود المسموحة.
- ضعف في جساءة المبنى في اتجاه Y.

## النموذج الثاني Second Trail

- ◆ النظام الثنائي المختلط بين الأعمدة والجدران Dual System
- ◆ نواة خرسانية في مراكز البرجين لزيادة الجساء الجانبية للمبنى.

الشكل التالي يوضح النظام المستخدم



## مميزات النظام:

- التخلص من سيطرة النمط الفتلي.
- تحقق الإنزياحات الطابقية المسموحة.
- مشاركة الأعمدة في مقاومة القوى الجانبية بحدود النسبة المسموحة.

## ❖ أسباب اختيار النظام المستخدم

- تحقيق لمتطلبات الكود ASCE7-16 الخاصة بالتصميم الزلزالي لسنف التصميم الزلزالي D الخاص بمشروعنا. حيث أنه لا يسمح باستخدام الخدران الخاصة للمنشآت التي تزيد عن 160 قدم.
- تحقيق الكفاءة في مقاومة الأحمال الرأسية والجانبية بين كلاً من الإطارات العزمية الخاصة والجدران الخاصة.
- تناسب المسقط المعماري مع النظام المستخدم.

تتواجد الإطارات المكونة من الأعمدة الخاصة والجسور الخاصة والعقد الواصلة بينهما على أبعاد منتظمة وتغطي مساحة الأبراج الكلية. تقوم الجسور بعملية الربط بين الإطارات والجدران المحيطة بالمبنى والتي تتعرض للقوى الجانبية ومن ثم تعمل على نقل القوى إلى الإطارات الداخلية والنواة المركزية.

أما بالنسبة للبلاطات فقد تم إهمال تصميمها كأغشية Diaphragm بسبب أن مسار القوى الزلزالية يتركز على العقد المكونة للإطارات الهيكلية؛ وتنتقل هذه القوى بين العناصر الرأسية المقاومة بواسطة الجسور الخاصة، وبناء على ما ذكر فإن وظيفة البلاطات كـ Diaphragm أصبحت مهمة. وتم التأكد من ذلك باستعراض النتائج على البرنامج.

# الباب الثالث

الأحمال Loading

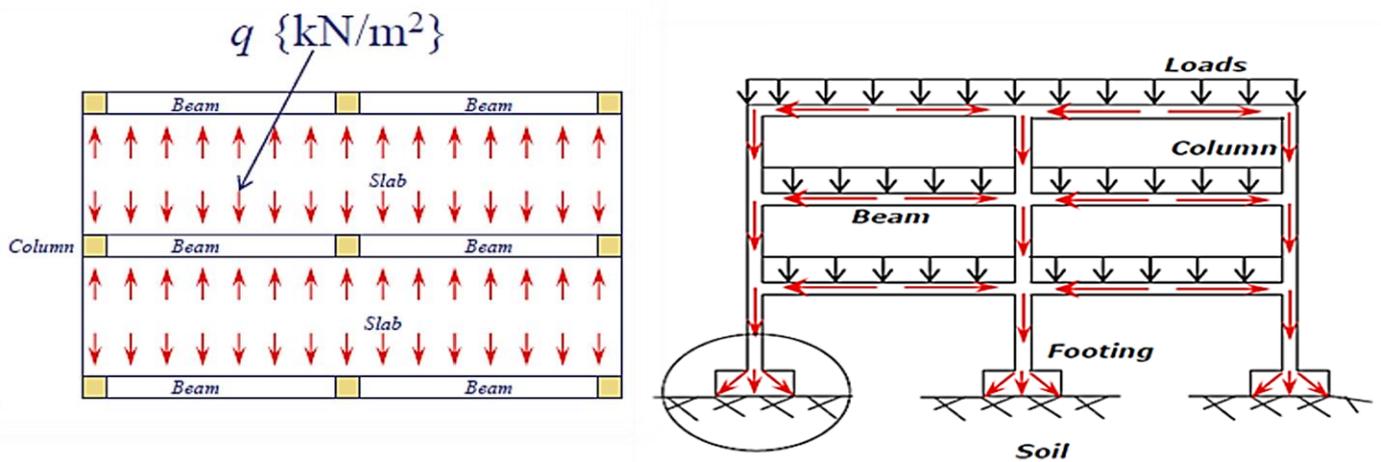
## مقدمة عامة عن الأحمال Introduction

### مقدمة Introduction

الأحمال هي القوى التي يتعرض لها المنشأ ويتم تصميمه لتحملها خلال كامل العمر له، وتؤخذ هذه الأحمال طبقاً للمواصفات والكودات المختلفة للأحمال وتشمل الأنواع التالية المختلفة والرموز الدالة عليها والتي يمكن منها تكوين المجموعات المركبة الموضحة تحت كل بند والتي تؤثر على العناصر الخرسانية المسلحة في آن واحد بحيث يكون لها التأثير الأكبر والأسوأ عن غيرها من المجموعات المركبة الأخرى. إن هدف المهندس الإنشائي هو تصميم منشأ قادر على مقاومة لك الأحمال التي سيتعرض لها المنشأ بالإضافة إلى تحقيق الهدف الذي يصمم المنشأ لأجله، لذا فانه يجب على المهندس المصمم تحديد جميع الأحمال التي سيتعرض لها المنشأ خلال كامل العمر التصميمي

### انتقال الأحمال Loads path

النظام الإنشائي يقوم بنقل الأحمال الرأسية (gravity Load) من الأسقف الى الارضيات من خلال مسارات الاحمال يجب تعريفها بوضوح اثنا مراحل التصميم حيث ان تحديد المسار الصحيح مهم لمعرفة مقدار الحمل المنتقل بواسطة كل عنصر انشائي.



### أنواع الأحمال Load Type

- الأحمال المباشرة  
وهي القوى التي عادة ما يتعرض لها العنصر الإنشائي أو المنشأ ككل وهي:
  - الأحمال الدائمة أو الميتة (Dead Loads) ويرمز لها(D).
  - الأحمال الإضافية أو الحية (Live Loads) ويرمز لها(L).
  - الأحمال الديناميكية (Dynamic Load)
  - الأحمال الناتجة عن ضغط الرياح (Wind Loads) ويرمز لها(W).
  - أحمال الزلازل (Earthquake loads) ويرمز لها(E).
  - احمال الثلوج (Snow Loads) ويرمز لها(S).
- الأحمال الغير مباشرة  
وهي القوى الناتجة عن:
  - تغييرات درجات الحرارة على المنشأ (Temperature Change).
  - انكماش الخرسانة (Shrinkage).
  - زحف الخرسانة (Creeping).
  - الهبوط النسبي أو متفاوت على العنصر أو المنشأ ككل (Differential settlement)

• الأحمال المباشرة

عند التصميم بطريقة المرونة وكذلك عند حساب حالات حدود التشغيل (الترخيم والشرخ في حدود المرونة) تعتبر قيم الأفعال الحسابية مساوية لقيم أحمال التشغيل كما جاء سابقاً، وعند التصميم يجب اختيار مجموعات مركبة من الأحمال المذكورة اعلاه والتي يمكن أن يتعرض لها العنصر والمنشأ في آن واحد والتي يكون لها التأثير الأكبر أو الأسوأ عن غيرها من المجموعات والمركبات الأخرى لذلك يجب عند حساب قيم الأحمال المؤثرة على عنصر معين تعيين قيمة كل حمل حسب نوعيته كما يلي:

■ الأحمال الدائمة أو الميتة Dead Loads

تعرف الأحمال الدائمة بأنها القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال على مختلف أنواعها سواء الأثقال الذاتية أو القوى الجاذبية المؤثرة على المنشأ مثل ضغوط التربة على الجدران السادة أو ضغوط السوائل الهيدروستاتيكي ان وجدت، ويدخل ضمن هذه الأحمال الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطع والجدران .... إلخ، وهذا النوع من الأحمال يندرج ضمن الأحمال الاستاتيكية التي تؤثر لمدة طويلة، وتقدر قيم الأحمال الدائمة طبقاً لأوزانها وكثافتها الفعلية؛ والجدول التالي يوضح كثافة بعض المواد المستخدمة في المباني:

الكثافة (KN/m <sup>3</sup> )	المادة
24	الخرسانة العادية
77	الفولاذ
25	الخرسانة المسلحة
30	الحجر البازلتي
28	الحجر الجرانيتي
27	الحجر الجيري
23	الحجر الرملي
17	الطوب الخرساني المفرغ الاوتوماتيكي
19	الطوب الخرساني المصمت
14	الطوب الخرساني المفرغ
14	الطوب الطيني المفرغ
18-20	البناء العادي بالمونة
12-20	الخرسانة خفيفة الوزن
18	الركام الخليط (خشن، ناعم، مدكوك)
16	الركام الخليط (خشن 9، ناعم، غير مدكوك)
15-18	الركام الخشن (حجم طبيعي غير مدكوك)
15-18	الركام الناعم (الرمل) (حجم طبيعي غير مدكوك)
11	الاسمنت
24-25	بلاط رخام وسيراميك
26	الزجاج

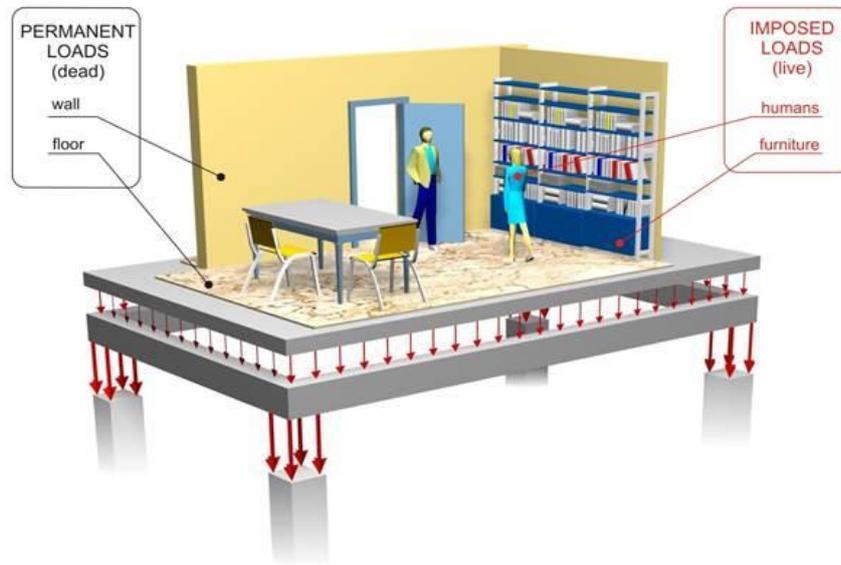
### ■ الأحمال الإضافية المكافئة الخفيفة على الأسقف Finishing Load

في حالة وجود قواطع داخلية فاصلة خفيفة على الأسقف المسلحة يمكن الاستعاضة عن حمل الحائط والمؤثر على خط طولي بحمل مكافئ منتظم موزع على السقف قيمته تتراوح ما بين (75-125) كجم/م<sup>2</sup> وذلك إذا كان المربع من القاطع والبياض يتراوح ما بين (100-150) كجم/م<sup>2</sup> وأن الحمل الحي المؤثر على السقف أقل من 500 كجم/م<sup>2</sup> مع تأثير وجود هذه القواطع (أي لا يضاف شيء إلى الحمل الواقع على الأسقف المسلحة) إذا كان الحمل المؤثر على السقف أكبر من 500 كجم/م<sup>2</sup> أما بالنسبة لأحمال التشطيبات المستخدمة في المشروع Finishing Load فقد تم حسابها يدويا وكانت تقدر بـ 1.5KN/m<sup>2</sup>

### ■ الأحمال الحية أو الإضافية Live Loads

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والمنشآت بحكم استعمالها المختلفة أو استعمالات أي جزء منها كما هو الحال في الأحمال الموزعة والمركزة وأحمال الصدم والاهتزاز وغيرها من الأحمال وهي تشمل:

1. الأثقال والأحمال الاستاتيكية التي يمكن نقلها من مكان إلى آخر وهي تؤثر لمدة قصيرة مثل وزن الأثاث والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزون.
2. أثقال وأحمال الأشخاص مستعملي المنشأ شرط أن يؤخذ في الاعتبار في تقدير هذه الأحمال تأثير العامل الديناميكي في حالة وجوده كما يحدث في صالات الأفراح.
3. أثقال وأحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ وهي أحمال مؤقتة مثل أوزان الشدات.



### ■ الأحمال الحية الديناميكية Dynamic Loads

في حالة تعرض المنشأة أو العناصر الإنشائية إلى أحمال حية قد تسبب نتيجة وجودها في المنشأ ارتجاجا وترددا أو انعكاسا في نوعية الاجهادات المؤثرة عليها يجب أخذ تأثير ذلك في الاعتبار بأخذ التأثير الديناميكي لهذه الأحمال وذلك عن طريق زيادة قيمة هذه الأحمال الحية بضربها في معاملات خاصة.

وأنواع هذه الاحمال كما يلي:

#### ● الآلات الثقيلة المترددة

في الحالات الاعتيادية يتم زيادتها بما يسمى بالحمل الإضافي الديناميكي بمقدار ( $\alpha$ ) مع اعتبار هذا الحمل الإضافي حملا الستاتيكي إضافيا على الحمل المؤثر ( $\alpha P$ ) أي ان الحمل الكلي الاستاتيكي المكافئ يساوي ( $P_e$ ) حيث:

$$\alpha = \left[ \frac{0.3}{(1 + I)} \right] + \left[ \frac{0.4}{1 + \frac{D}{L}} \right] \quad P_e = L + \alpha L = L(1 + \alpha)$$

I: طول العنصر المعرض لحمل إضافي ديناميكي بالمتر.

D: مجموع الاحمال الدائمة أو الميتة على العنصر.

L: مجموع الاحمال الإضافية على العنصر (احمال إضافية متغيرة ديناميكية).

P<sub>e</sub>: الحمل الاستاتيكي المكافئ للحمل الديناميكي الإضافي.

#### ● المصاعد (Lift)

تصمم الهياكل الانشائية الحاملة للمصاعد والروافع بحيث تقاوم هذه الهياكل الاحمال الشاقولية الاستاتيكية، وهي محملة بالحمل الأقصى التصميمي، مضافا اليها احمال ديناميكية مكافئة للأفعال الناتجة عن الصدم والاهتزاز، على ان لا تقل هذه الاحمال الديناميكية المكافئة عن 200% من اجمالي الاوزان المتحركة للمصاعد والروافع، على ان تؤخذ قيمتها الفعلية من نشرة الشركة المصنعة.

#### ● الرافعات (over cranes)

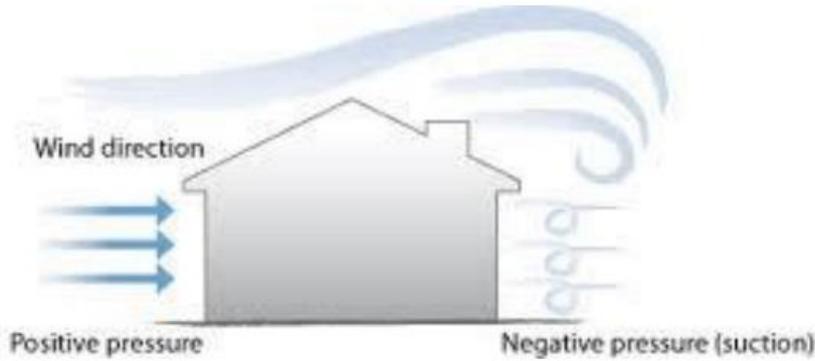
تصمم الهياكل الانشائية والحواجز الحاملة لعجلات الرافعات لمقاومة الاحمال الاستاتيكية الشاقولية، إضافة الى الاحمال الديناميكية الناتجة عن الصدم والكبح والاهتزاز. تحسب القوى اعتمادا على الاحمال الشاقولية الاعظمية من حيث الاحمال الحية الشاقولية الاعظمية، وتحسب من الاحمال المرفوعة، وموقع كل من عربة الرافعة والرافعة ككل. لتفاصيل أكثر انظر ASCE 7-16

#### ● الأحمال الأفقية للأعمدة والحواجز في مرائب السيارات

■ الأحمال الناتجة عن ضغط الرياح (Wind Loads) ويرمز لها (W)

هي القوى التي تؤثر بها الرياح في اتجاه متعامد على أسطح المباني والمنشآت ، وتكون موجبة (ضغط) إذا كانت في اتجاه السطح (Wind Word Direction) وسالبة للخارج بعيد عن السطح (Suction Lee Word Direction).

متى نقوم بحساب أحمال الرياح؟



بالنسبة للمنشآت أو المباني ذات الطابع الخاص مثل:

١. المنشآت والمباني التي يزيد ارتفاعها عن 6 متر.
٢. المباني والمنشآت التي يزيد ارتفاعها عن أربعة أضعاف أقل بعد عرضي لها.
٣. المباني والمنشآت ذات الأشكال الغير منتظمة وغير المألوفة.
٤. المباني والمنشآت المزمع إنشاؤها في مناطق غير عادية مثل أسطح وقمم الجبال.
٥. المباني والمنشآت ذات القابلية للاهتزاز غير العادي تحت تأثير الرياح مثل الأسقف المعلقة.

في مثل هذا النوع من المنشآت يوصى باتباع الآتي:

- ضرورة الحصول على قيم أقصى متوسط ساعي لسرعة الرياح من أقرب محطة أرصاد جوية لموقع المبنى وذلك لكافة سنوات الرصد المتاحة مع تحديد ارتفاع مكان قياس سرعة الرياح من سطح الأرض وطبيعة الموقع المحيط بمحطة الرصد.
- باستخدام المعلومات المتوفرة من الفقرة السابقة يتم حساب ضغط الرياح الأساسي وتحليلها باستخدام الأسلوب الإحصائي للقيم القصوى للحصول على سرعة الرياح التصميمية وضغط الرياح الأساسي.
- يجب الاسترشاد بنتائج الاختبارات العملية التي سبق عملها على منشآت مماثلة أو التي يتم عملها على نموذج للمبنى نفسه في مختبر للرياح تحت ظروف تماثل بقدر الإمكان الظروف الطبيعية لتحديد معاملات توزيع ضغط الرياح على الأسطح الخارجية والداخلية للمبنى.

■ أحمال الزلازل (Earthquake loads) ويرمز لها (E)

عند تصميم المنشآت العادية والتي ليس لها طابع خاص بحيث تتجاوب هذه المنشآت مع الزلازل وذلك طبقاً لشدة الزلازل والنظام الإنشائي للمنشأة وبشرط أن تكون هذه المنشأة قادرة على التجاوب مع هزات متوسطة الشدة بدون تصدع إنشائي وقادرة على التجاوب مع هزات ذات شدة بدون انهيار كامل كما يراعى عند تصميم المنشآت عدم أخذ أحمال الزلازل وأحمال الرياح معا ولكن يتم التصميم لهذه المنشآت وعناصرها الإنشائية المختلفة والمكونة لها على أكبر تأثير من كل منهما وهذا حسب تركيبة الاحمال المناسبة.

## تقدير أحمال الزلازل على المنشآت

تقدر أحمال الزلازل على المنشآت باستخدام إحدى الطرق التالية وذلك طبقاً للمعايير المحددة الاستخدام كل منها، وسنعطي هنا مقدمة نظرية بسيطة عن هذه الطرق، وسنذكرها بالتفصيل فيما بعد بالمعادلات، وهي كما يلي:

- A. طريقة الحمل الجانبي المكافئ Equivalent Lateral Force.
- B. طريقة طيف الاستجابة Modal Response Spectrum.
- C. طريقة منحنيات الاستجابة المسجلة Seismic Response History.

## ■ أحمال الثلوج (Snow Loads)

يتم تقييم أحمال الثلج في المناطق المعرضة لتساقط الثلوج من خلال البارامترات التالية:

- الوزن الحجمي للثلج
- السماكة المتوسطة الممكن تجمعها فوق المنشأ.
- انحدار السطح الذي يتساقط عليه الثلج.

يؤخذ في الحسبان تجلد الثلج في بعض الأحيان، إذ ينتج عنه سماكة في الجليد قد تبلغ خمسين ميليمتراً، ويكون الوزن الحجمي للجليد مساوياً  $10 \text{ KN/m}^3$  وهو وزن الماء النوعي في الحالات العادية والمساحات الأفقية التي لا يتجاوز انحدارها عن الأفق وحتى علو قدره 2500 متر فوق سطح البحر يمكن اعتماد قيم أفعال الثلج  $P_s$  مقدره بالـ ويعتمد حمل الثلج بالدرجة الأولى على ميل السقف وبدرجة أقل على طبيعة مساحة السقف ويسهل حساب أحمال الثلوج باستخدام  $(\text{KN/m}^2)$  الفصل 7 من كود الأحمال ASCE7-16



### ■ أحمال قوى التربة الجانبية (Soil Lateral Forces)

#### ● القوى الاستاتيكية

في الأدوار الواقعة تحت سطح الأرض تتولد قوى جانبية على الجدران نتيجة ضغوط التربة حيث يتم تحديد ضغوط التربة من الحسابات الجيوإستاتيكية وإذا لم تتوفر الحسابات يتم تحديد احمال التربة الجانبية من الجدول البند (Table SEI/ASCE 1-2.3).  
قوة التربة الجانبية التصميمية H تعتمد على نوع التربة وحالة التثبيت اعلى جدران القص حيث إذا كان الاسناد اعلى الجدار قابل للحركة يتم تصميم الجدران على ضغوط التربة الساكنة at-rest pressures اما اذا كان الجدار حر في الأعلى يتم تصميم الجدار على الضغوط الفعالة active-pressures إضافة الى ضغوط التربة يجب تصميم الجدران على الضغوط الهيدروستاتيكية نتيجة للردميات الغير قابلة للتصريف حيث المثال التالي يوضح ضغوط التربة الساكنة rest-at pressures على جدار القص المسلح وقاعدتها.

#### ● القوى الديناميكية

ووفقا للبند ASCE 3.8.11 اذا كان ارتفاع التربة او ان منسوب الأساس تحت سطح الأرض اكبر من 6 ft يجب تصميم الجدران على القوى الديناميكية (الزلازل) نتيجة لحركة الزلازل وذلك لسنف التصميم الزلالي D SDC , E SDC , F SDC وبالتالي تصميم الديافرام على القوى الاستاتيكية والقوى الديناميكية.

### ■ القوى الناتجة من الفيضانات والتسونامي (Flood and Tsunami Forces)

القوى الهيدروديناميكية تتولد من جريان المياه فوق سطح الأرض بسرعة متوسطة الى عالية حيث يتعرض المبنى لقوى مفاجئة نتيجة ارتطام الماء على المبنى.

### • الأحمال الغير مباشرة

- التشوهات الناتجة عن درجة الحرارة أو الانكماش تقسم المنشآت من حيث الحرارة والانكماش الى قسمين:
- المنشآت التي لا يتعرض تشكلها الخارجي موانع أو حواجز ويجري بحرية تامة لا يلحق هذا النوع من المنشآت أفعال من جراء الحرارة والانكماش .
  - المنشآت التي لا تملك الحرية التامة في التشكل الخارجي وتعد مقيدة التشكل ينتج عن ذلك أفعال من جراء الحرارة والانكماش التشوهات والأحمال الناتجة عن الحرارة يمكن تقديرها على الوجه الصحيح.

### حرارة الجو الخارجي

في المنشآت المقيدة التشكل والموجودة في الهواء الطلق والتي كتلتها غير كبيرة يؤخذ الحمل الناتج عن حرارة الجو الخارجي مساويا لفعال التغير الأقصى للحرارة خلال سنة كاملة  $\pm \Delta t$  وبحسب من العلاقة التالية:

$$\Delta L = \alpha * t * \Delta L$$

حيث أن  $\alpha$ : معامل التمدد الحراري للخرسانة، ويؤخذ  $2.1 * 10^{-5}$  وقيمة التغير الحراري لمدينة صنعاء تقريبا تساوي 25 درجة.

## الأحمال الخاصة بالمشروع

### • الأحمال الميتة Dead Load

أحمال التشطيبات Finishing Loads وأحمال القواطع Wall Loads تم استخدام احمال التشطيبات  $2 \text{ KN/m}^2$  كحمل موزع على كامل بلاطات المنشأ ماعدا بلاطة السطح  $3 \text{ KN/m}^2$

### • الأحمال الحية Live Load

قيم الأحمال الحية التي تم استخدامها في المشروع وفقا للكود الأمريكي ASCE7-16

المكان	قيمة الحمل ( $\text{KN/m}^2$ )
الغرف	2
القواطع	0.72
ROOF	0.96
مواقف السيارات	2.0
الممرات للمنشأ	3.83
السلالم	4.79

Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads,  $L_o$ , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
<b>Apartments (See Residential)</b>					
<b>Access floor systems</b>					
Office use	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Computer use	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Armories and drill rooms	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
<b>Assembly areas</b>					
Fixed seats (fastened to floors)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Lobbies	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Movable seats	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Platforms (assembly)	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Light	150 (6.80)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Heavy	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	3,000 (13.35)	
<b>Office buildings</b>					
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy					
Lobbies and first-floor corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Offices	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	

continues

Corridors serving public rooms	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Roofs</b>					
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Roof areas used for occupants	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Vegetative and landscaped roofs					
Roof areas not intended for occupancy	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for other occupancies	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Awnings and canopies					
Fabric construction supported by a	5 (0.24)	No (4.8.2)	—		
<b>ceilings</b>					
Sidewalks, vehicular driveways, and yards subject to trucking	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	8,000 (35.60)	
<b>Stairs and exit ways</b>					
One- and two-family dwellings only	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	
Storage areas above ceilings	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Storage warehouses (shall be designed for					

1607.5

**1607.5 Partition loads.** In office buildings and in other buildings where partition locations are subject to change, provisions for partition weight shall be made, whether or not partitions are shown on the construction documents, unless the specified *live load* is 80 psf (3.83 kN/m<sup>2</sup>) or greater. The partition load shall be not less than a uniformly distributed *live load* of 15 psf (0.72 kN/m<sup>2</sup>).

## تركيب الأحمال Load Combinations

### • التراكيب الأساسية - Basic Combinations

#### Strength Design method

طريقة القوى التصميمية

1.4D .....	1
1.2D + 1.6L + 0.5(Lr or S or R) .....	2
1.2D + 1.6(Lr or S or R) + (L or 0.5W) .....	3
1.2D + 1.0W + (fi L or 0.5W) .....	4
1.2D + 1E + fi L + 0.2S .....	5
0.9D + 1.0W .....	6
0.9D + 1E .....	7
fi = 0.5 if L ≤ 4.78 kN/m	

#### Allowable stress Design

طريقة الاجهادات التشغيلية

1.0D .....	1
1.0D + 1.0L .....	2
1.0D + 1.0(Lr or S or R) .....	3
1.0D + 0.75L + 0.75(Lr or S or R) .....	4
1.0D + (0.6W or 0.7E) .....	5
1.0D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr or S or R) .....	6-a
1.0D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S .....	6-b
0.6D + 0.6W .....	7
0.6D + 0.7E .....	8

### • يعبر عن الحمل الزلزالي E وفقا للبند 12.4.2 ASCE/SEI كالتالي

$E = E_h \pm E_v$  وفقا للكود ACI Equation (5.3.1e) and Equation (5.3.1g)

حيث ان الإشارة السالبة تدل على ان هاتين التركيبات  $E = E_h - E_v$  تستخدم وقت الانشاء لذا يتم تخفيض الحمل الميت

( $E_h = \rho QE$ ) وفقا لـ 12.4-3 ASCE/SEI Equation حيث ان  $E_h$  المركبة الافقية للزلازل و  $\rho$  معامل الموثوقية ويتم تحديده من البند

(ASCE/SEI 12.3.4) و  $QE$  القوة الزلزالية الافقية على العناصر الانشائية والناجمة من القص القاعدي.

$E_v = 0.2SDSD$  وقال (ASCE/SEI Equation (12.4-4a) حيث ان  $E_v$  هي القوة الزلزالية في الاتجاه الرأسي).

### • التراكيب المتضمنة أحمال الحرارة Thermal Combinations

تم استخدام تراكيب الأحمال التالية

$$1.2D + 1.2T + 0.5L \dots \dots \dots (ASCE 7 - 16 SecC. 2.3.4)$$

$$1.2D + 1.6L + 1.0T \dots \dots \dots (ASCE 7 - 16 SecC. 2.3.4)$$

• التراكيب الزلزالية Seismic Combinations

سيتم اهمال احمال الثلوج واستبعاد احمال الرياح وذلك بفرض ان احمال الزلازل هي الاحرج التركيبات الزلزالية 5, 7  

$$U = 0.9D \pm E \quad U = 1.2 D \pm E + f_1 L + f_2 S$$
 وذلك لانه تم اهمال احمال الرياح حيث أن:

$f_1 = 1$  للأسطح في أماكن التجمعات العامة وعندما يكون الحمل الحي أكبر من 4.78 والاحمال الحية لمرائب السيارات.  
 $= 0.5$  للاحمال الحية الأخرى.  
 $f_2 = 0.7$  للأسطح التي تسمح للثلوج بالاستقرار عليها.  
 $= 0.2$  للأسطح الأخرى.

$\rho \rightarrow$  Redundancy factor (see 12.3.4 in ASCE)

للمنشآت الواقعة ضمن الصنف الزلزالي D وفي حالة وجود عدم انتظام افقي type 1b يتم اخذ  $\rho = 1.3$   
 بالنسبة للمنشآت الواقعة ضمن الصنف الزلزالي SDC D, E and F وفي حالة عدم وجود عدم انتظام افقي Type 1b يتم اخذ  $\rho = 1.3$  في حالة انه تحقق احد الشرطين في البند 12.3.4.2 ASCE/SEI والا يتم اخذه 1

$\rho = 1.3$

- QE = horizontal Seismic force from V(Base)

$E_v = 0.2 \text{ SDC} * D$

$\rightarrow$  Basic Seismic Combination for strength Design are:-

5.  $(1.2 + 0.2SD_s)D + \rho QE + f_1 L + 0.2S$

7.  $(0.9 - 0.2SD_s)D + \rho QE$

$\rightarrow$  Basic Seismic Combination for Allowable stress Design are: -

5.  $1.0D + (0.6W \text{ or } 0.7E)$

a.  $1.0D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

b.  $1.0D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$

8.  $0.6D + 0.7E$

التراكيب الزلزالية (Seismic Combination) :

1)  $1.2D \pm 1.0E + L \quad E = E_h + E_v$   
 $= 1.2D \pm 1.0\{\rho * QE + 0.2 \text{ SDC} * D\} + 0.5L$   
 $= (1.2 \pm 0.2SD_s) D + 0.5L \pm 1.3 QE \quad * +0.2SD_s \text{ is more critical}$  هي الاحرج  
 $= (1.2 + (0.2 * 0.646)) D + 0.5L \pm 1.3 QE$   
 $= 1.33 D + 0.5L \pm 1.3 QE \rightarrow 1$

2)  $0.9D \pm 1.0E$   
 $= 0.9D \pm 1.0\{\rho * QE + 0.2 \text{ SDC} * D\}$   
 $= \{0.9 \pm 0.2 \text{ SDC}\} D \pm 1.0\rho * QE \quad * -0.2SD_s \text{ is more critical}$  هي الاحرج  
 $= \{0.9 - (0.2 * 0.646)\} D \pm 1.0 * 1.3 * QE$   
 $= 0.77D \pm 1.3QE$

سيكون لها 8 قيم في كل تركيبة وذلك كالتالي :  $QE \rightarrow$

## اتجاه التحميل بالنسبة للمشروع

تم عمل إزاحة لمركز الكتلة بمقدار 5% وفيما يلي تراكيب الاحمال مع اتجاه التحميل المستخدمة.

## تركيبه الضغط

$$V = (1.2+0.2*0.646)*D \pm 1.3QE + 0.5L + 0 = 1.3292D + 0.5LL \pm 1.3 QE$$

$$VX1 = 1.33D + 0.5LL + 1.3 QEX1$$

$$VX1 = 1.33D + 0.5LL - 1.3 QEX1$$

$$VX2 = 1.33D + 0.5LL + 1.3 QEX2$$

$$VX2 = 1.33D + 0.5LL - 1.3 QEX2$$

$$VY1 = 1.33D + 0.5LL + 1.3 QEY1$$

$$VY1 = 1.33D + 0.5LL - 1.3 QEY1$$

$$VY2 = 1.33D + 0.5LL + 1.3 QEY2$$

$$VY2 = 1.33D + 0.5LL - 1.3 QEY2$$

## تركيبه الشد

$$V = (0.9 - 0.2*0.646)*D \pm 1.3QE = 0.771D \pm 1.3QE$$

$$VX1 = 0.771D + 1.3QEX1$$

$$VX1 = 0.771D - 1.3QEX1$$

$$VX2 = 0.771D + 1.3QEX2$$

$$VX2 = 0.771D - 1.3QEX2$$

$$VY1 = 0.771D + 1.3QEY1$$

$$VY1 = 0.771D - 1.3QEY1$$

$$VY2 = 0.771D + 1.3QEY2$$

$$VY2 = 0.771D - 1.3QEY2$$

# الباب الرابع

التحليل الزلزالي

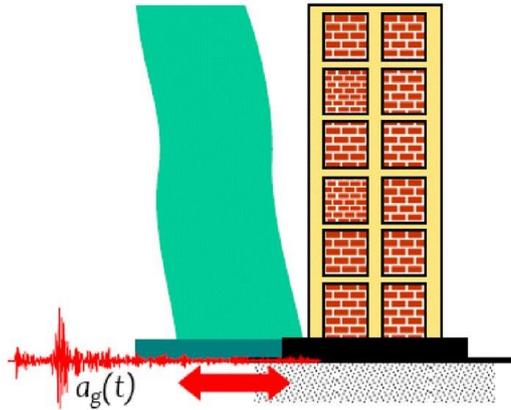


## مقدمة عامة عن الزلازل Introduction

## مقدمة Introduction

التحليل الزلزالي هو نوع فرعي من أنواع التحليل الإنشائي للمباني وهو حساب استجابة مبنى للزلازل ، وهو جزء من عملية التصميم الإنشائي أو هندسة الزلازل أو التقييم الهيكلي (الهندسة الإنشائية) في المناطق التي تنتشر فيها الزلازل.

كما هو موضح في الشكل (4-1)، فإن المبنى لديه القدرة على "الاهتزاز" ذهاباً وإياباً أثناء حدوث زلزال (أو حتى عاصفة رياح شديدة). هذا يسمى "النمط الأساسي"، وهو أدنى تردد لاستجابة البناء. ومع ذلك، فإن معظم المباني لديها أنماط استجابة أعلى، والتي يتم تنشيطها بشكل فريد أثناء الزلازل. يوضح الشكل النمط الأول والثاني فقط، ولكن هناك أنماط "اهتزاز غير طبيعي" أعلى. ومع ذلك، فإن النمطين الأول والثاني يميلان إلى إحداث أكبر قدر من الضرر في معظم الحالات.



الشكل (4-1)

ومع تطور علم ديناميك المنشآت في عصر التقنية والحاسب الآلي، أصبح المهندس المعماري غير مقيد بالأشكال المعمارية المألوفة للمنشآت الهندسية المختلفة، بل أبدع المعماريون أشكالاً معمارية غير مألوفة ونادرة (Not Standard). هذا التطور المعماري بأشكال المنشآت تجعل العمل الإنشائي أكثر صعوبة ويتطلب من المهندس الإنشائي جهد أكبر لدراسة هذه الحالات المعقدة إنشائياً، ولكن مع تطور سرعة الحاسب الآلي أصبحت الطرق الديناميكية والتفاضلية التي بدأت فكرتها منذ فترة زمنية ليست قريبة متاحة عملياً في زمن الحاسب ، مثل طريقة العناصر المحددة (Finite Elements Method) وطرق التحليل الديناميكي (Dynamic Analysis) المتقدمة، وكل منشأ عند تصميمه إنشائياً يجب أن يتم تصنيفه حسب شكله الإنشائي إلى منشأ منتظم أو منشأ غير منتظم من الناحية الإنشائية التصميمية، لأن نوع المنشأ (من ناحية الانتظام) هو الحاكم على المصمم في اختيار طريقة التحليل ومتطلبات التصميم الإنشائي المناسبة لهذا المنشأ.

إن تطور برامج التحليل الإنشائي الضخمة ثلاثية الأبعاد بسبب تطور الحاسب الآلي، جعلت إجراء التحليل الإنشائي المتقدم مثل التحليل من الدرجة الثانية أو التحليل الديناميكي الخطي واللاخطي ممكناً وبزمن تحليل قياسي ودقة فائقة، ولذلك فإن الاشتراطات والمتطلبات الإنشائية في المنشآت تصبح أقل صرامة في الكودات، أي أن تكلفة المنشآت تصبح أقل. أي أن البرامج الإنشائية الضخمة بالجودة والدقة السرعة الفائقة التي وفرتها، تكون قد فرضت نفسها في الواقع الهندسي والإنشائي فلم تعد الحسابات اليدوية المعروفة "المعتمدة على الطرق التقريبية بهدف التبسيط على حساب رفع الكلفة" مقبولاً في عصر التقنية والحاسب، باستثناء بعض الحالات للمسائل الهندسية البسيطة، أو أحياناً في سبيل التأكد من صحة النتائج البرمجية بالرغم من أن هذه التقنية والتي أصبحت متاحة عند معظم المهندسين، إلا أنه يجب الحذر عند استخدامها فالبرنامج هو الآلة والإنسان (المصمم) هو صانعها، فالبرامج بنيت على الأساسيات الهندسية والإنشائية على شكل خوارزميات معينة، ودكائها الاصطناعي يفتقر إلى الكثير من المنطق الإنشائي الذي بنيت على أساسه المواصفات والكودات العالمية "منطق الأمان ثم التكلفة"، خاصة عندما يتم الأخذ بعين الاعتبار الأحمال المتحركة أو الديناميكية كالزلازل عند التحليل أو التصميم الإنشائي. لذلك يجب على المهندس الإلمام بأساسيات هذه البرامج، وأيضاً قبل كل شيء كامل بنود الكود المعتمد عند الدراسة الإنشائية، وكذلك أساسيات ديناميك المنشآت.

## تعريف الزلازل ومصادرها

### • الزلزال (Earthquake)

حركة مفاجئة للصفائح التكتونية في القشرة الأرضية ، نتيجةً لحرر مقدار كبير من الطاقة (Energy Release) المخزنة في باطن الأرض على شكل موجات اهتزازية بزمن معين يقدر بالثواني.

تنتج هذه الطاقة نتيجة ضغط طبقات الكرة الأرضية وحرارة الأرض الداخلية والتفاعلات التي تحدث داخل الأرض، وعندما تتجاوز الإجهادات المطبقة مقاومة الصخر يؤدي إلى انكساره ويتحرك بسرعة لمواقع جديدة، وهذه تسمى الزلازل التكتونية (Tectonic Earthquakes) وهي الأكثر انتشاراً وخطورة، وتمثل حوالي 90 % من الزلازل التي تحدث حول العالم، والأنواع الأخرى بركانية أو صناعية يسببها الإنسان نتيجة التفجيرات ( مثل التجارب النووية )، أو قد يسبب الإنسان تحريض لزلزال خامد في منطقة معينة نتيجة بناء المنشآت الضخمة مثل السدود الكبيرة والتي تحوي أوزان هائلة.

عندما يحدث زلزال فإن إنفعالات الصخور العنيفة تطلق كمية من الطاقة تنتقل عبر طبقات الأرض على شكل اهتزازات تعرف بالموجات الزلزالية (seismic waves) تنتشر هذه الموجات الزلزالية في جميع الاتجاهات كما هو موضح في الشكل (2-4) إنطلاقاً من بؤرة الزلزال، ومع ابتعادها عن البؤرة تضعف الموجات تدريجياً ويخف اهتزاز الأرض نتيجة لذلك، وهو مشابه للموجات التي تحصل على سطح الماء عند حصول أي اضطراب في الماء.

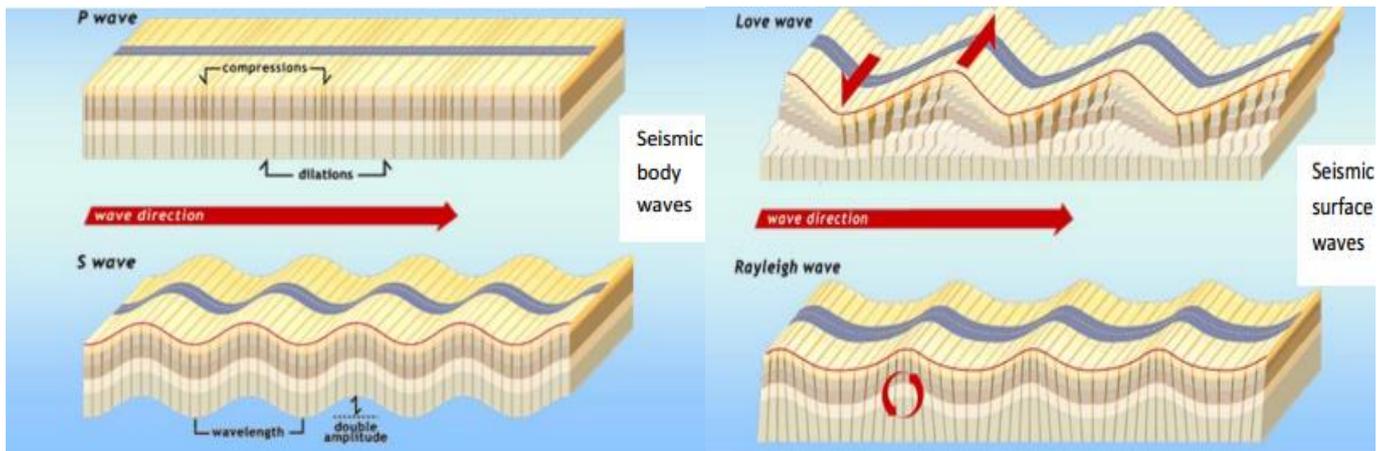
### • الموجات الزلزالية (Seismic wave)

عندما يحدث زلزال، فإن انفعالات الصخور العنيفة تطلق كمية من الطاقة تنتقل عبر طبقات الأرض على شكل اهتزازات تعرف بالموجات الزلزالية (seismic waves) تنتشر هذه الموجات الزلزالية في جميع الاتجاهات انطلاقاً من بؤرة الزلزال، ومع ابتعادها عن البؤرة تضعف الموجات تدريجياً ويخف اهتزاز الأرض نتيجة لذلك، وهو مشابه للموجات التي تحصل على سطح الماء عند حصول أي اضطراب في الماء.

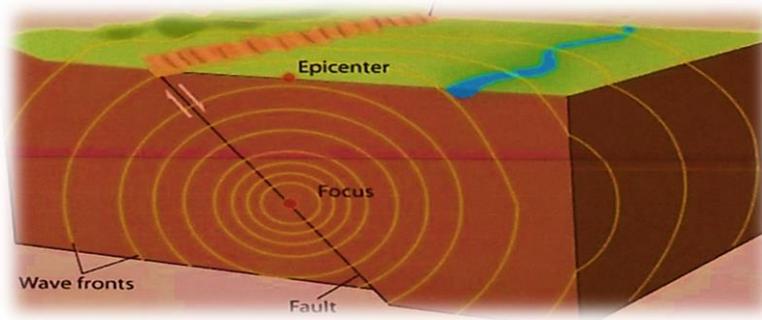
هناك نوعان رئيسيان من الموجات الزلزالية هما:

**الموجات الجوفية (body waves):** وهي أسرع الموجات وتنتشر عبر طبقات الأرض وتتسبب بمعظم الأضرار الناتجة عن الزلازل، وهي تنقسم إلى نوعين رئيسيين هما الموجات التضاغية (P-Waves) وموجات القص أو الموجات المستعرضة (S-Waves).

**الموجات السطحية (surface waves):** هي موجات بطيئة وطويلة وتولد عند الناس في المنطقة التي يحصل فيها الزلزال أحساس بالتأرجح، ولا تتسبب بأي أضرار تذكر في المباني والمنشآت. وهي كذلك نوعان هما موجات (Love) وموجات (Rayleigh).



تبدأ الزلازل عادة على عمق كبير تحت سطح الأرض، وتعرف النقطة حيث تبدأ الصخور بالانشقاق تحت سطح الأرض بالبؤرة (focus) ، أو مركز الزلزال الجوفي. وتقع بؤرة أكثرية الزلازل على عمق أقل من 72 كيلو متر تحت سطح الأرض. وتعرف النقطة من سطح الأرض الواقعة فوق البؤرة مباشرة بمركز الزلزال السطحي (epicenter) حيث يزيد الشعور بالاهتزاز كلما إقترنا من المركز السطحي للزلزال.



الشكل (4-2)

#### يوجد لكل حركة ارضية ثلاثة أنواع من التسارعات

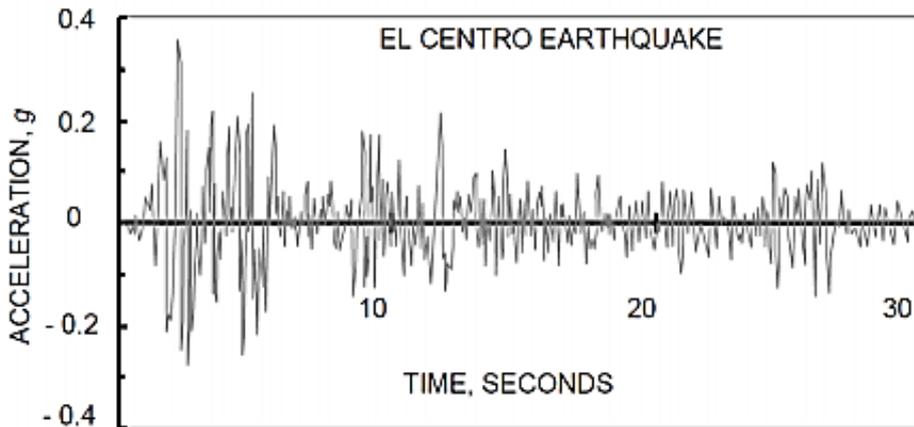
زوج من التسارعات في الاتجاه الأفقي حيث تعتبر هي الحركات الأكثر تأثيراً على المنشآت ويجب تصميم المنشآت عليها والتسارع في الاتجاه الرأسي.

التسارع في الاتجاه الرأسي ويعتمد اعتماداً مباشراً على قرب أو بعد المنشأ من الفالق الزلزالي، ويلقى اهتماماً أقل في هندسة الزلازل مقارنة بالتسارع الأفقي، ويرجع ذلك أساساً إلى أن الاحمال الرأسية للمنشأ توفر مقاومة كافية للقوى الديناميكية الناتجة عن التسارع الرأسي أثناء الزلازل.

#### • تسارع الزلزال (Accelerogram)

بشكل عام، تُفيد مقاييس الزلازل على حد سواء في تقدير حجم وشدة الزلازل. ومع ذلك، فهي ليست مفيدة للأغراض الهندسية، وخاصة في الهندسة الإنشائية. يحتاج المهندسون الإنشائيون إلى مقياس كمي يمكن استخدامه في التحليل والتصميم. يتم ذلك عن طريق سجل بياني في شكل مخطط (accelerogram) ينتج بواسطة جهاز (accelerograph) or (seismograph) يقوم بتسجيل تسارع حركة الأرض مقابل الزمن.

يوضح الشكل ادناه تسجيل زلزال إيل سنترو الزلزالي الشهير الذي وقع في مايو 1940. مما أسفر عن العديد من الضحايا وإلحاق الضرر بـ 80 في المائة من المباني في إمبيريال بكاليفورنيا. يحتوي مخطط التسارع على معلومات هامة للزلزال، مثل التسارع الأرضي الأقصى (Peak Ground Acceleration, PGA) والمدة الإجمالية وطول التذبذب المستمر. يمكن تحليل مخطط التسارع رياضياً للحصول على معلمات مهمة أخرى للزلزال.



Sample Earthquake Record (Accelerogram)

## المقاييس الزلزالية (Seismic Scales)

## ● مقياس شدة الزلزال (Intenesity)

تتغير الشدة أو الأضرار الزلزالية من مكان لآخر ضمن المنطقة ( Zone ) التي أصابها الزلزال. فقد تصيب الهزة الأرضية منطقة كثيفة سكانياً وتؤدي إلى أضرار كبيرة ووقوع عدد كبير من الضحايا البشرية، وقد تصيب منطقة منعزلة وتؤدي فقط إلى رعب في الحياة البشرية، وقد تحدث الهزات الأرضية الكبيرة تحت المحيطات ولا يشعر بها البشر.

أشهر مقاييس الشدة الزلزالية هو مقياس الشدة الزلزالي لميركالي ( 1902م ) الذي تم وضعه من قبل عالم الزلازل والبراكين الايطالي ميركالي، والذي تم تطويره لميركالي المعدل ( Modified Mercalli Intensity ) عام 1931م من قبل عالم الزلازل الأمريكيين Harry Wood و Frank Newmann & ، يقيس شدة تأثير الزلزال من حيث الأضرار الناجمة عنه، يتكون مقياس ميركالي المعدل من 12 مستوى متزايد للكثافة الزلزالية (يعبر عنه بأرقام رومانية تتبع الاختصار ( MM ) يبدأ باهتزاز غير محسوس وينتهي بدمار شامل. يتعلق التقييم بالآثار والأضرار التي يتركها الزلزال ولا يعبر عن أي أساس رياضي.

## ● مقياس طاقة الزلزال (مقياس ريختر) (Richter Magnitude Scale)

في عام 1935 قام العالم شارلز ريختر من المعهد التكنولوجي في كاليفورنيا بتطوير مقياس المقدار الزلازل. يتم تحديد المقدار ( Magnitude ) (الهزة الأرضية باللوغاريتم العشري لسعة ( Amplitude ) موجة الزلزال المسجلة على مقياس الزلازل (السيزمومتر Seismometer) مقياس ريختر هو مقياس لوغاريتمي (ليس له حد أعلى أو أدنى)، لذلك عندما يزداد المقدار واحد فانه يكافئ زيادة عشر مرات في سعة موجة الهزة، وبالتالي زيادة أثر الزلزال على الطبيعة والمنشآت الهندسية.

يمكن التعبير عن مقياس ريختر بأرقام مع كسور فمثلا المقدار 3.5 يكون لهزة أرضية معتدلة، والمقدار حتى 3.6 يكون لهزة أرضية متوسطة، بينما المقدار حتى 3.7 فيكون الهزة قوية.

يسجل على مقاييس الزلازل أكثر من ثلاثة ملايين هزة أرضية سنوياً، ولكن معظم هذه الهزات هي ضعيفة جداً (أقل من مقدار 3 بمقياس ريختر) ، أو تحدث بمناطق بعيدة وغير مأهولة بالسكان، ولا يكون لهذه الزلازل القدرة على إحداث أضرار إنشائية، أما الزلازل الكبيرة (أكبر من مقدار 3.7 بمقياس ريختر) فتحدث وسطية مرة في العام، الهزات الأعنف المعروفة حتى الآن لها مقدار يقع ضمن مجال 7.8 و 9.8 بمقياس ريختر.

إن العامل الفعلي الذي يحدد الطاقة المتحررة وبالتالي مقياس ريختر هو مقاومة الصخور في الطبقات الجيولوجية التي تشكل القشرة الأرضية. يعتقد بأن مقادير لريختر أعلى من 9 درجات قد تؤدي لتحرير طاقة تكون كافية لتدمير الكرة الأرضية ولكن بشرط أن الصخور مطلقة الصلابة (Rigid).

إلا أن المقاومة المحدودة للصخور نفسها تؤكد بأن هذا الأمر يبقى نظرية ولن يحدث على الإطلاق، تقدر الطاقة المنبعثة من زلزال بدرجة 9 بمقياس ريختر ما يعادل الطاقة المنبعثة من انفجار 50 مليار طن ديناميت تقريباً، وهذا الزلزال يكافئ مقدار تسارع أرضي ذروي Peak (Ground Acceleration) ضمن منطقة جغرافية واحدة وبطرق تصميم وتنفيذ محددة 0.65g-8.0 ، بحسب الكود الأمريكي.

يبين الجدول (4-1) شدة مقياس ميركالي المعدل، وما يقابله بمقياس ريختر

## ● العلاقة المتبادلة بين الشدة والمقدار

لا توجد علاقات تجريبية دقيقة تربط الشدة، المقدار، والتسارع مع الأضرار الناتجة عن الزلزال وذلك لوجود عدد من العوامل المساهمة في السلوك الزلزالي (Behavior) والأداء الإنشائي (Performance).

يتعلق الضرر الزلزالي بالاهتمام المأخوذ أثناء تصميم المنشأ وإنشاءه (تنفيذه). فالأبنية في القرى في البلدان النامية تنفيذها أسوأ بكثير مثلاً من الأبنية العالية الموجودة في البلدان المتقدمة، وبالتالي من أجل نفس مقدار الزلزال فان الضرر يختلف من منشأ إلى آخر.

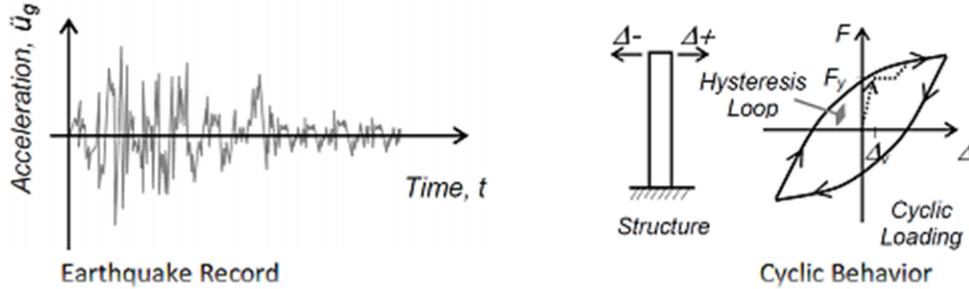
ضمن منطقة جغرافية واحدة وبطرق تصميم وتنفيذ محددة، يمكن الربط بين الأداء الإنشائي والتسارع الأرضي كما في الجدول (4-1).

رقم	شدة ميركالي	الأثار الملاحظة من الهزة الأرضية	مقدار ريختر
1	I	لا يشعر بها إلا نادراً وفي ظروف خاصة	1,2
2	II	يشعر بها بعض الأشخاص في الطوابق العليا من الأبنية المرتفعة	
3	III	يشعر بها الناس في الطوابق العليا وقد تهتز السيارات الواقعة جوار ذلك	3
4	IV	يشعر بها الكثيرون في المنازل وخارج المنازل وتضطرب الأواني والنوافذ والأبواب والسيارات بوضوح	4
	V	يشعر بها كل الناس في أي مكان ويستيقظوا من النوم وتتكرر بعض الأواني والنوافذ	
5	VI	يخاف الكثير من الناس منها ويتساقط جزء من اكساءات الجدران وتحدث اضرار خفيفة على المنشآت	5
	VII	تحدث اضرار طفيفة الى متوسطة في المنشآت العادية، واضرار كبيرة في المنشآت المبنية بشكل سيء واضرار طفيفة في المنشآت المصممة جيداً	
6	VIII	تحدث اضرار كبيرة جداً في المنشآت المدنية وبشكل سيء وتقلب المفروشات الثقيلة	6
7	IX	تحدث اضرار مهمة في المنشآت المصممة بشكل خاص وتقلع بعضها من اساساتها للمنشآت القوية	7
	X	تتهدم معظم الأبنية الحجرية والاطارية مع اساساتها وتتحني خطوط السكك الحديدية بشكل واضح	
8, 9	XI	تتهدم الجسور وتتحني خطوط السكك الحديدية بشكل كبير	8, 9
	XII	دمار شامل، تتشوه مناسيب الأرض وتتموج الأرض وتقلع بعض الأجسام في الهواء	

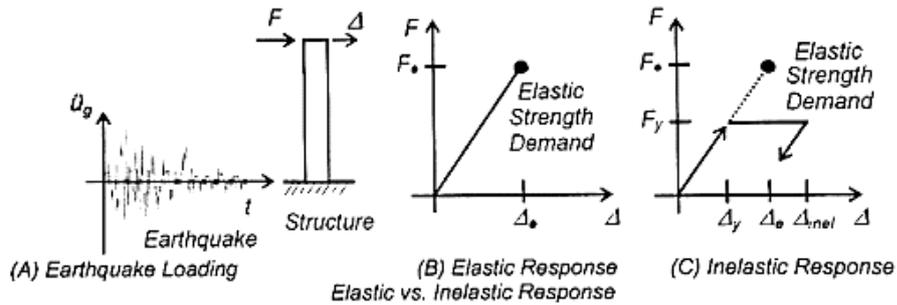
الجدول (1-4)

### فلسفة الكود في تصميم المنشآت المقاومة للزلازل

تكون الزلازل عشوائية بشكل كبير عند حصولها ومتذبذبة (oscillatory) في طبيعتها. على سبيل المثال يبين الشكل أدناه سجل لأحد الزلازل تم رصده وتسجيل تسارع الأرض مع الزمن. ويبين الشكل المجاور مثالا للتحميل الدوري (cyclic loading) في المدى غير المرنة للمنشأ.

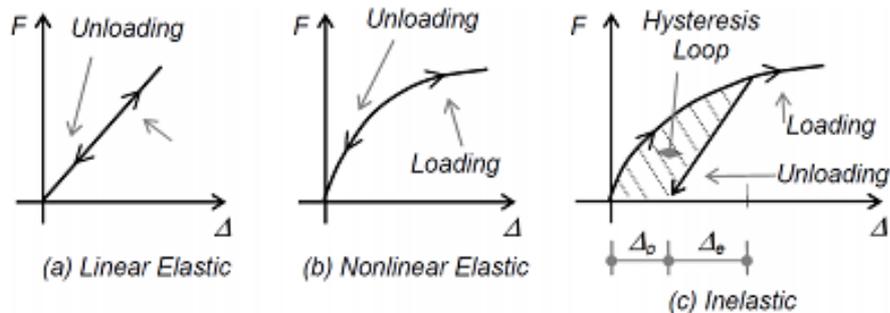


إن تصميم المنشآت المقاومة للزلازل الشديدة ضمن منطقة المرنة (elastic demand) وبقاء تشوهات مرنة (elastic deformation) أمر يمكن تحقيقه ولكن ذلك يتطلب مواد ذات مقاومة عالية جداً أو استخدام عناصر إنشائية ذات مقاطع كبيرة جداً وفي كلا الحالتين فإن هذا له تكلفة عالية وغير مجدي إقتصادياً. كما هو موضح في الشكل التالي، فإن الاستجابة الغير مرنة (Inelastic response) في المنشآت تحت الإثارة الزلزالية يمكن تحقيقها عند تصميمها على مقاومة أقل من متطلبات المقاومة المرنة.



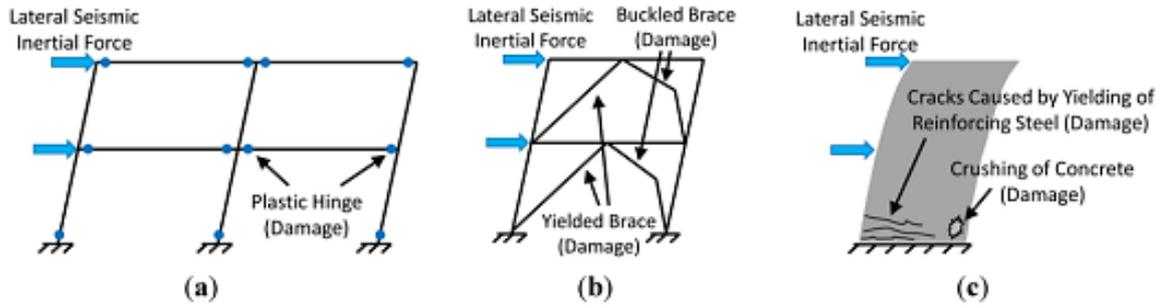
يجدر الإشارة إلى أنه في التصميم المرن يصمم المنشأ ليبقى في حالة المرنة بحيث لا تتم أي عملية لإعادة توزيع القوى الداخلية للعناصر على طول فترة حياة المنشأ ويعود المنشأ إلى وضعه الأصلي قبل التحميل.

أما في التصميم اللدن فالعلاقة بين القوة والتشوه تكون مختلفة بحيث أنه يتم السماح بحدوث تشوه بعد رفع الحمل، فالتشوه يبقى دائماً بعد حدوثه ولا تعود المنشأة لوضعها الأصلي قبل التحميل.



إن التصرف اللدن يعبر عن أن الطاقة الزلزالية أخذت لها شكل آخر وهو التشوه في بعض العناصر الإنشائية، حيث يحدث إعادة توزيع للقوى الداخلية للعناصر وهذا يعتمد بشكل أساسي على خواص المواد المستخدمة في المنشأة وتاريخ وزمن التحميل. وكما تم الإشارة إليه سابقاً، فإن الإستجابة اللدنة (اللامرنة) للمنشآت تحت تأثير القوى الزلزالية تسمح أن تكون مصممة مع مقاومة أقل من متطلبات التصميم المرن وهي تقوم بتبديد الطاقة الحركية من خلال السماح بالانهيارات المحلية (local failure) مثل التشرخ وتشكيل مفاصل لدنة أو حصول خضوع أو إنبعاج في بعض النقاط المدروسة كما هو موضح في الشكل (4-7) مع ملاحظة أنها لا تسمح بتاتا بحصول الإنهيار الكلي للمنشأ.

وهذا يعني أن تصميم المنشآت ذات مقاومة أقل من متطلبات المقاومة المرنة يفرض متطلبات جديدة على المنشآت غير المتطلبات التقليدية في التصميم الإنشائي. وتشمل هذه المتطلبات مطولية جيدة، وتبديد جيد للطاقة، والقدرة على التمرکز الذاتي جيدة للمنشآت واتخاذ كثير من التدابير والإشتراطات أثناء التحليل والتصميم وكذلك التنفيذ.



ومن ثم ، فإن التصميم الزلزالي يحتاج إلى عمل مفاضلة وتوازن بين التكلفة المخفضة ودرجة الأضرار المقبولة، لجعل المشروع قابلاً للتطبيق مع المحافظة على سلامة الأرواح في جميع الحالات. وقد تم التوصل إلى هذا التوازن الدقيق استناداً إلى بحوث مستفيضة ودراسات مفصلة لتقييم الأضرار بعد وقوع الزلزال. لذلك تتطلب فلسفة التصميم للمباني المقاومة للزلازل أن تكون المباني العادية قادرة على مقاومة كلا من :-

- A. الاهتزاز البسيط (والمتكرر) مع عدم الإضرار بالعناصر الهيكلية وغير الهيكلية.
- B. اهتزاز متوسط الشدة مع حدوث أضرار طفيفة في العناصر الهيكلية، وبعض الأضرار بالعناصر غير الهيكلية.
- C. الاهتزاز الشديد (والنادر) مع تلف العناصر الهيكلية، ولكن مع عدم الانهيار (وذلك من أجل إنقاذ الأرواح والممتلكات).

تم استخدام نظرية الاحتمالات لتصنيف ثلاثة أنواع من الزلازل

- زلزال دائم الحدوث. Serviceability Limit or Frequently Occurred Eq.
- زلزال تصميمي محافظ على الحياة. Design Limit or Life Safety Eq.
- زلزال للنجاة مانع للانهيار. Survival Limit or Collapse Prevention Eq.

يجب ألا يعاني المنشأ من أي تصدعات أو ضرر محسوس تحت تأثير الزلزال دائم الحدوث.

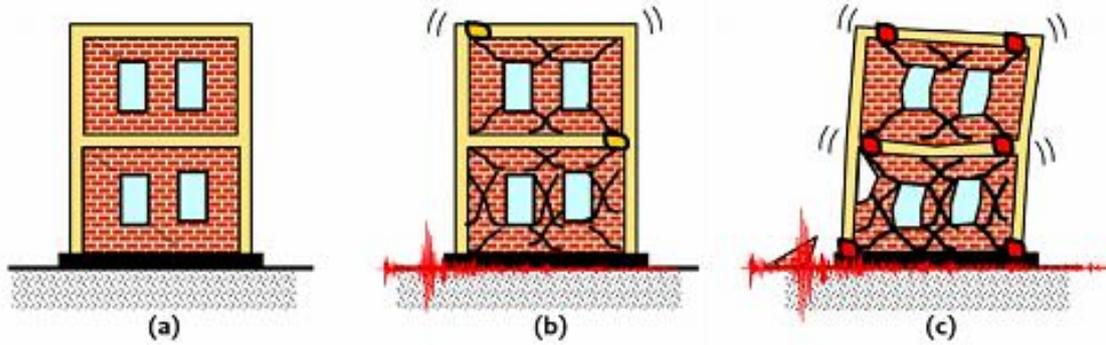
يسمح للمنشأ أن يعاني من بعض الأضرار والتصدعات التي لا تؤثر على حياة قاطني المنشأ تحت تأثير الزلزال التصميمي. يسمح للمنشأ أن يعاني من الكثير من الأضرار والتصدعات ولكن بشرط عدم وقوع المنشأ على قاطنيه تحت تأثير الزلزال المانع للانهيار.

الزلزال دائم الحدوث هو زلزال متوقع أن يحدث عدة مرات أثناء العمر الافتراضي للمنشأ وقد يكون من الشدة بأن يشعر به الناس أو لا يشعروا به. تعريفه بالاحتمالات: الزلزال ذو احتمال 50% ألا تزيد قوته عن المنصوص عليها في 50 عاماً أو هو زلزال بفترة رجوع (RETURN PERIOD) مقدارها 75 عام.

الزلزال التصميمي هو الزلزال المتوقع حدوثه مرة واحدة في عمر المنشأ. تعريفه بالاحتمالات: الزلزال ذو احتمال 90% ألا تزيد قوته عن

المنصوص عليها في 50 عام (Risk %10) أو هو زلزال بفترة رجوع مقدارها 475 عام.

الزلازل المانع للانهيار هو الزلزال الأقصى الذي قد يتعرض له المنشأ في حياته. تعريفه بالإحتمالات: الزلزال ذو احتمال 98% ألا تزيد قوته عن المنصوص عليها في 50 عام (Risk %2) أو هو زلزال بفترة رجوع مقدارها 2475 عام. عمر المنشأ التصميمي في أغلب الأكواد و 50 عام إلا إن فترة رجوع الزلازل تختلف حسب نظرية الإحتمالات وقوة الزلزال في كل مرحلة تصميم.



الشكل (4-8)

#### • نظرية الحلقات القوية والحلقات الضعيفة ومفهوم المفصل اللدن

عندما يتم تصميم الدائرة الكهربائية الخاصة بأي منزل، يتم جعل نقطة ضعف الشبكة عند مكان الفيوز (Fuse) الموجود بجانب العداد الكهربائي، يعود السبب في ذلك أنه عند زيادة الحمل الكهربائي في الدائرة يحدث انقطاع للدائرة عند أضعف نقطة وهي الفيوز، وبالتالي يمكن إصلاحه بسهولة. وهذا يعني أن الاسلاك المدفونة في السطح والحوائط تعتبر الحلقات القوية وتقايلها بنفس السلوك في المباني الزلزالية العناصر الرأسية المقاومة لقوة الزلازل، وأماكن القيوارات تعتبر الحلقات الضعيفة وتقايلها بنفس السلوك في المباني المفصل اللدنة - Plastic Hinge ، والتي تتكون في جوائز الإطارات وفي المناطق السفلية للأعمدة والجدران. وعلى مثل السلوك يعتبر الكود الأمريكي مطبق هذه النظرية في أكثر من موقع بالكود الخاص بالزلازل لضمان حدوث تصرف ذو ممتولية بالإطار الخرساني.

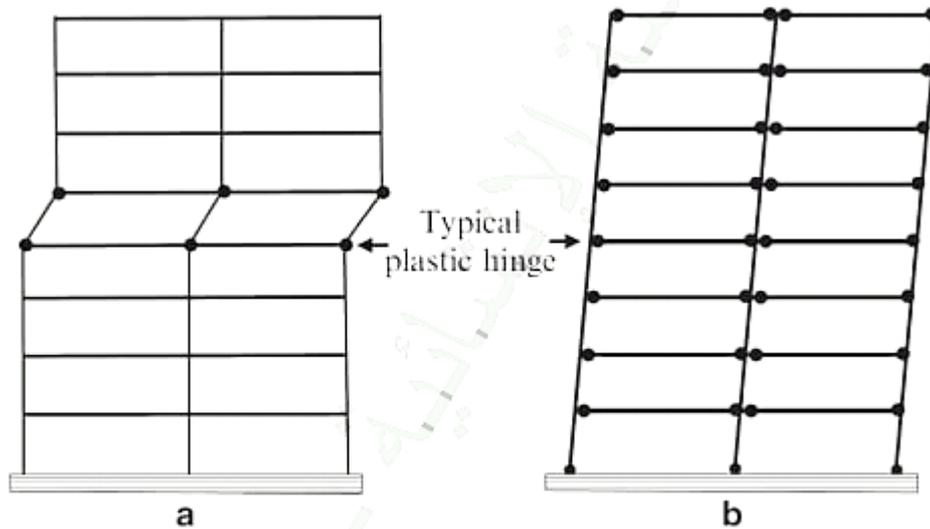
حيث يتطلب أن تكون التشوهات والسلوك الغير الخطي والغير المرن تحدث نتيجة العزوم وليس ناحية القص، وذلك لأن تصرف المفصل اللدن نتيجة العزوم تصرف مطاوع (Ductile) لذلك نجد الكود الأمريكي يحسب قيمة القص في الأعمدة نتيجة العزوم الواقعة عليها من الزلازل ثم يضربها في معامل يساوي تقريبا  $F_{su}/F_{sy}$  أو ما يقارب 1.25. حيث يتم تكبير Shear Capacity من أجل ضمان عدم حدوث حمل قص يزيد عنه.

ولضمان حدوث المفصل اللدنة Plastic Hinge ناحية الكمرات وليس ناحية الأعمدة، عند أي مفصل ما بين الأعمدة والكمرات كان من اللازم أن يكون مجموع مقاومة الأعمدة يساوي 120% من مجموع مقاومة الكمرات. أي أنه يتم تكبير Moment Capacity للأعمدة ب 20% عن الكمرات. وهذا يقودنا إلى المبدأ المعروف باسم Weak Beam-Strong Column Principal . ولضمان عدم وجود تشوهات بكمرات أو عناصر التحويل للأعمدة، يشترط الكود زيادة ال Capacity للعناصر الحاملة للأعمدة المحولة بمقدار أوميغا أو ما يعرف ب Over Stregth Factor وذلك لخطورة حدوث تشوهات لدنة بتلك المنطقة قد تؤدي إلى انهيار كامل للعناصر المحمولة على تلك الأعضاء.

## • أثر القوة المحوري على سلوك المفصل اللدن (Plastic Hinge)

تتشرط الكودات العالمية حصر المفاصل اللدنة في الجوائز Beams وليس بالأعمدة Columns في الإطارات المقاومة للزلازل من خلال التحقق من مبدأ "العمود القوي والجائز الضعيف" ويفسر ذلك بعدة أسباب منها:

- إن حصول الانهيار بأحد أو مجموعة من الأعمدة خلال الزلزال قد يؤدي لأضرار كبيرة والتي قد تنتهي بحدوث انهيار كلي (حصول انهيار متتابع) في المنشأة.
- إن تشكل مفاصل لدنة على طرفي الأعمدة في طابق ما يجعل هذا الطابق ككل غير مستقر تحت تأثير الحمولات الأفقية (انظر الشكل)
- سلوك المفاصل اللدنة العزمية في الجوائز أفضل من تلك الموافقة فيما لو تشكلت في الأعمدة (مطاوعة أكبر وقدرة تبديد طاقة أكبر).

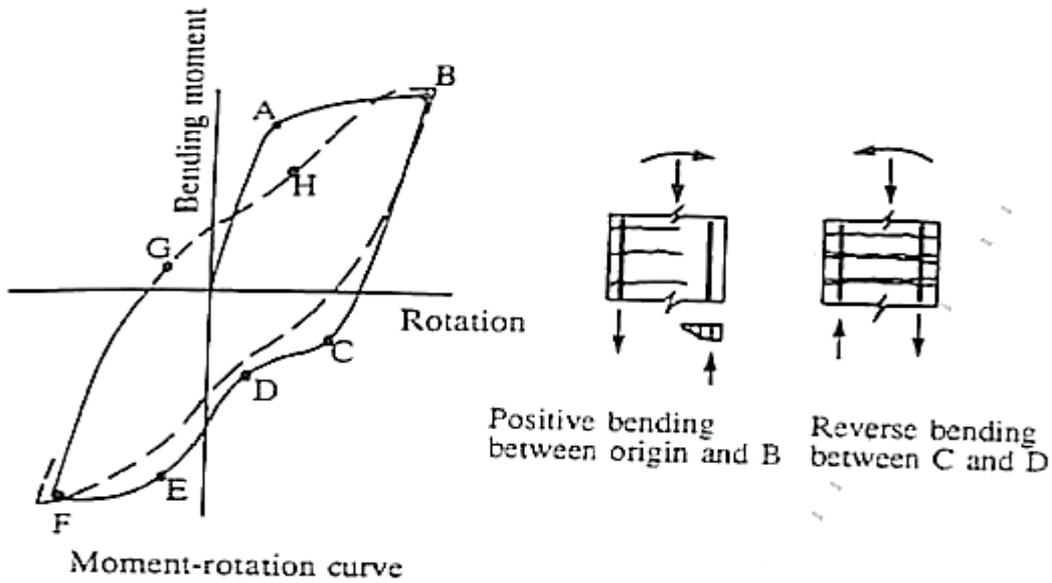


Sway mechanisms. (a) Storey sway. (b) Beam side sway

## الشكل 1

عملياً قد يكون من الصعب تجنب تشكل المفاصل اللدنة في الأعمدة في بعض الحالات مثل: أسفل العمود في نقطة اتصاله مع الأساس أو في أعلى العمود في الطابق الأخير أو عند تقييم منشأة منفذة مسبقاً والتي لم يتم أخذ مبدأ العمود القوي – الجائز الضعيف عند التصميم. لذلك من المهم للمهندس فهم أثر القوة المحورية على مقاومة ومطاوعة العنصر الإنشائي تحت تأثير الحمولات الدورية المعكوسة.

لتوضيح علاقة العزم - الدوران، لعنصر معرض لعزم انعطاف متناوب بوجود قوة محورية ضاغطة (كما في حالة الإطارات العزمية المقاومة للزلازل، انظر الشكل (2)).

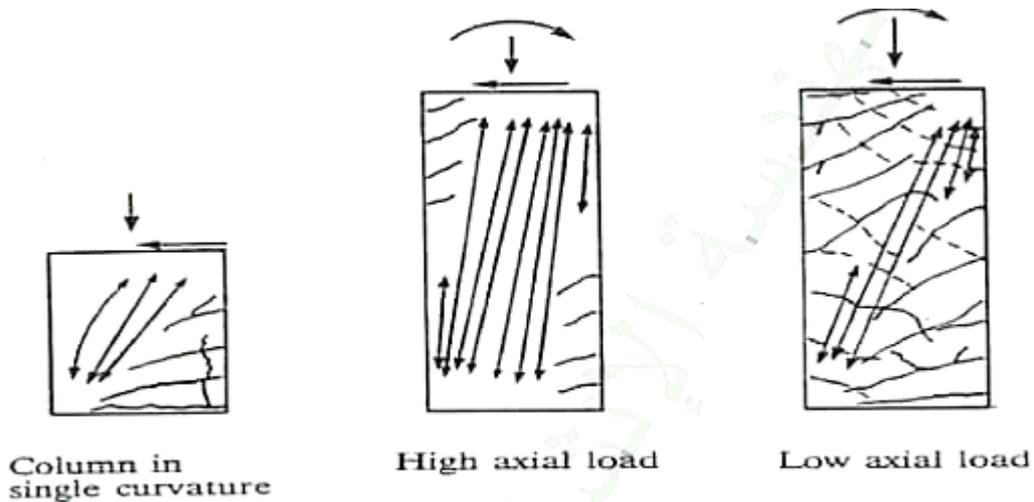


فيما يلي تلخيص لمميزات ومساوي وجود قوة محورية على سلوك العنصر تحت تأثير الحملات الدورية المعكوسة كما في الزلازل:

إن وجود القوة المحورية يزيد من فعالية التطويق Confinement الذي يتم تأمينه عن طريق الأساور.

إن لوجود قوة محورية أثر إيجابي على إغلاق الشقوق وعودة الخرسانة للعمل بفعالية في المنطقة المشدودة المتشقة في حالة انعكاس التحميل.

إن محصلة قوة الضغط في البيتون لعنصر خاضع لقوة قص مع قوة ضاغطة متوسطة تأخذ مسار مائل كما هو واضح في الشكل (3). لذلك فإن المركبة الأفقية لهذه القوة المائلة تقاوم جزء من قوة القص المطبقة. كما هو موضح بالشكل فإن ميل هذه القوة المائلة تنقص بزيادة القوة المحورية المطبقة.



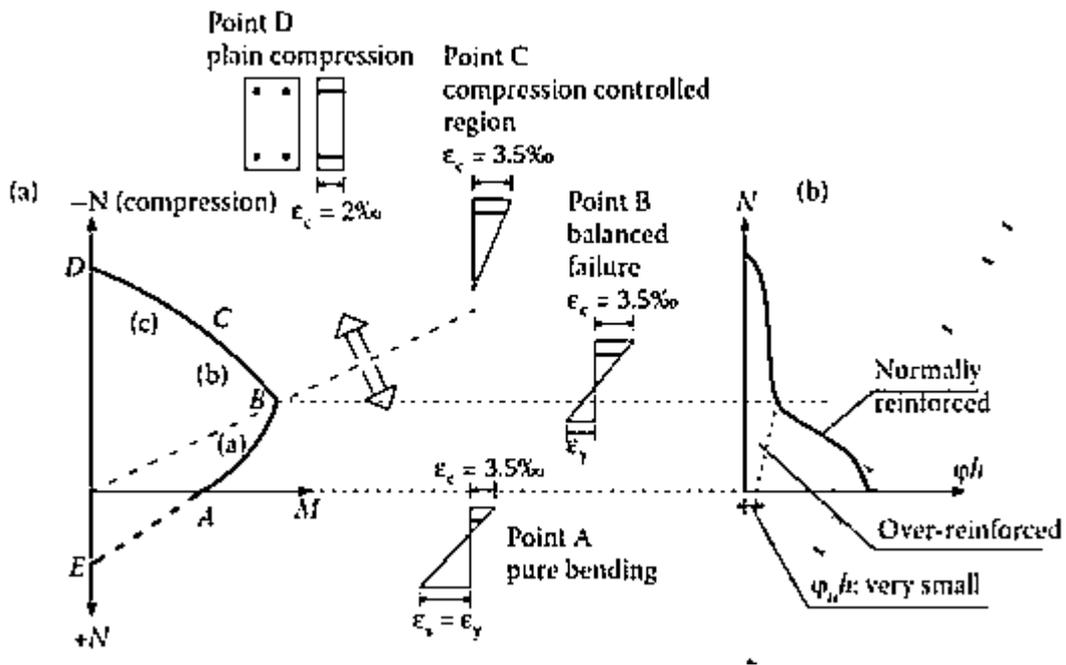
الشكل 3

تثبت التجارب أن قوة الضغط المائلة في الخرسانة مع انغلاق الشقوق يخفف من الأثر السلبي للقص والمسمى بـ Shear Pinching Form على سلوك المفصل اللدن العزمي تحت تأثير الحمولات الدورية المعكوسة والملاحظ في تجارب الجوائز.

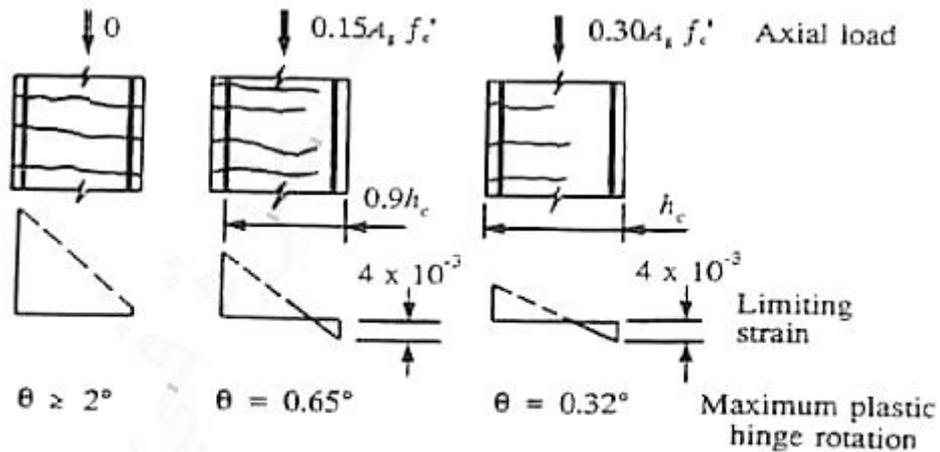
إن مقاومة الخرسانة تتدهور بشكل تدريجي بحالة الحمولات الدورية المعكوسة وعالية الشدة. المشكلة في حالة الأعمدة أن التسليح لوحدة غير قادر على مقاومة كل الحمولات المطبقة، لذلك وبعد عدة دورات تحميل وعندما تتضرر الخرسانة بشكل كبير يصبح العنصر ككل معرض لحصول انهيار كامل.

في حال وجود قوة محورية كبيرة فإن ترددي مقاومة الخرسانة بعد عدة دورات تحميل تزيد من إمكانية حصول التحنيب لعضبان التسليح ولا بد من تزويد العنصر بأساور متقاربة لمنع تحنيب هذه العضبان.

إن وجود القوة المحورية يخفض المطاوعة الدورانية لمنطقة المفصل اللدن. يبين الشكل (4) مخطط الترابط وعلاقة القوة المحورية مع الانحناء Curvature.



انظر الشكل (5) الذي يبين أثر زيادة القوة المحورية على سلوك المطاوعة الدورانية Reduction of ductility لحالة عمود مدروس وفق أحد الأبحاث.

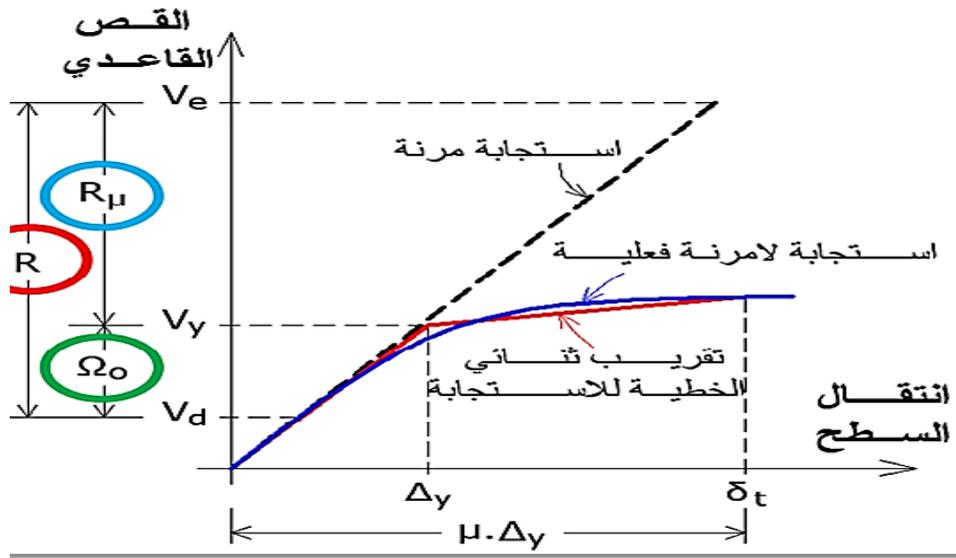


الشكل 5

• معامل تعديل الإستجابة الزلزالية R

يتلخص منطق التصميم الإنشائي الزلزالي في أنه من غير الاقتصادي أن يتم تصميم المنشأ ليتحمل كامل القوة الأفقية الناتجة عن آثار الزلازل وهو ضمن المرحلة المرنة (Elastic Phase) بشكل كامل(100%)، وإنما يتم تصميم المنشأ بمقاومة أقل من اللازمة لبقائه ضمن مجال المرونة. هذا التخفيض في مستوى المقاومة يؤدي إلى دخول المنشأ في المجال اللاخطي أو اللدن (Plastic Phase) حيث تدخل كثير من عناصر المنشأ في المرحلة اللدنة (انتقالات أكبر) حيث تتشكل مفاصل لدنة (Plastic Hinges) في أماكن تركيز الإجهادات والأماكن الضعيفة من العناصر الإنشائية والقريبة من العقد (Joints) غالباً أو في منتصف المجازات (Spans)، مما يؤدي إلى امتصاص أو تبديد جزء كبير من طاقة الزلازل ضمن المنشأ، انظر الشكل (4-9). هذا التخفيض في المقاومة يتم باستخدام معامل تعديل الاستجابة (R) أو معامل الممتولية للجملة الإنشائية المنفذة فعلياً.

ويمثل هذا المعامل قيمة المقاومة الزائدة المتأصلة (Over Strength) وقدرة المطاوعة (Ductility) الكلية للعناصر الإنشائية في المنشأ وهي أحد الخصائص الهامة للمنشأ، وتعتمد قيمة (R) على تحليل الأداء التاريخي لمختلف الجمل الإنشائية تحت تأثير هزات أرضية عنيفة (الحركات القوية – Strong Shaking).



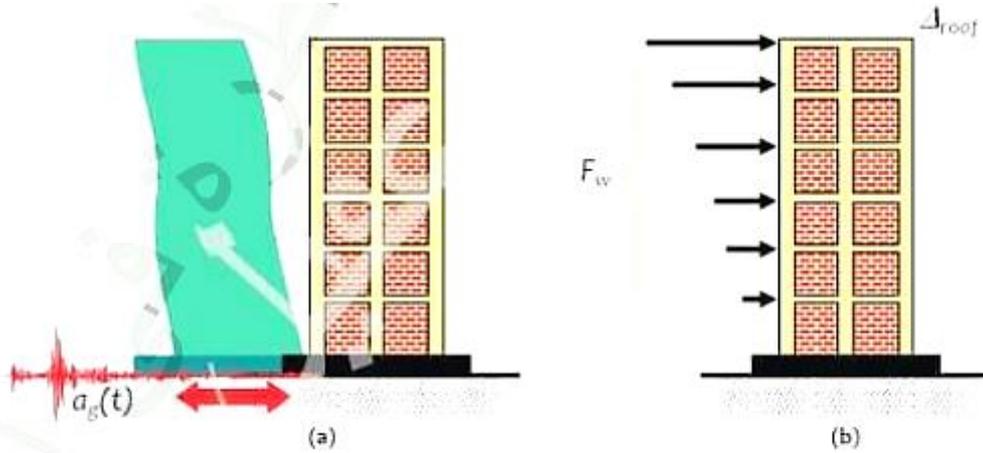
الشكل (4-9)

يمكن معرفة مفهوم المعامل (R) من خلال الجدول في الكود الأمريكي (ASCE 7-16 Section 12.2 Table 12.2-1)، حيث يلاحظ مثلاً أن قيمة (R) للجملة الإنشائية التي تحتوي على جدران قص فقط (Bearing Wall System) ذات قيمة أقل منها للجملة الإطارية (Moment Resisting Frame System) لأن مطاوعة الجملة الإطارية أكثر من جملة جدران القص وأيضاً تتوفر فيها مسارات بديلة (Redundancy) أخرى لنقل الأحمال. وبالتحليل الإنشائي عند دراسة ميكانيزم الانهيار للإطار وجدار القص، يتضح أن جدار القص الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى، يحتاج إلى مفصل لدن (Plastic Hinge) واحد وبعدها ينهار، أما الإطار فيحتاج إلى ثلاثة على الأقل، والقاعدة العامة في توزيع القوى أنها تعطي كل عنصر من عناصر الجملة الإنشائية المقاومة نسبة معينة من قوة القاص القاعدي (V) حسب مقاومتها (قساوتها النسبية) وحسب علاقته بالعناصر التي يرتبط معها ونوع الارتباط. بالتالي هنا تكمن أهمية مفهوم فلسفة التصميم، وهي تعتمد على الحس الهندسي والخبرة الهندسية لدى المهندس الدارس، وذلك من أجل اختيار نوع الجملة الإنشائية الشاقولية الحاملة المناسبة للمنشأة المدروسة حسب كل المتغيرات التصميمية.

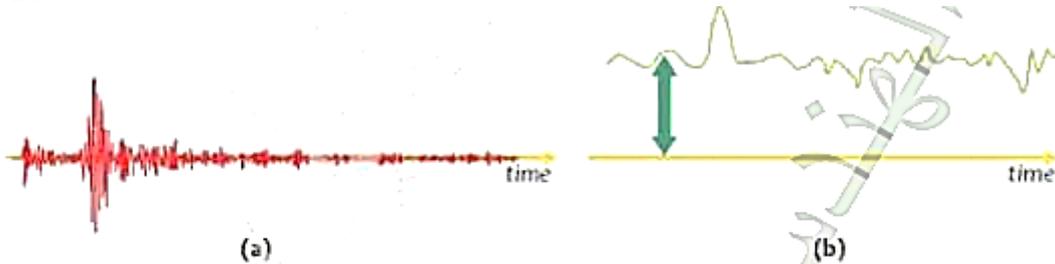
عملياً سيأتي الزلازل بدون قيمة للمعامل (R) حيث أن قوة القاص هي بالأساس قوة عطالة (Inertia Force) تساوي الكتلة مضروبة بالتسارع، وكأنه عملياً مهمة المصمم الإنشائي أن يأتي ب (R) معينة، ليستطيع المنشأ تشكيل عدد من المفاصل اللدنة (Plastic Hinges) لتبديد الطاقة الزلزالية (تخمد حركة المنشأ) حيث أن جزء من طاقة الزلازل تتحول إلى طاقة حركية في المنشأ، بحيث أن المنشأ على الأقل لا ينهار ويسمح للمستثمرين بالخروج من المنشأ حفاظاً على الأرواح البشرية، وأيضاً من الجيد أن هذه المفاصل قد يمكن إصلاحها وتدعيمها، بحيث قد يمكن استخدام المنشأ بعد الزلازل بشكل طبيعي، هذه الحالات حصلت وتحصل في العديد من دول العالم .

الفرق بين الرياح والزلازل (لماذا لا يوجد المعامل R في حالة الرياح)

السبب يعود إلى أن الأحمال الناتجة عن الرياح عبارة عن Force type loading ناتجة عن تسليط اجهادات ثابتة على المبنى خلال وقت حدوثها غير متغيرة الاتجاه non recycle loading direction أي أن التذبذبات الناتجة أثناء التحميل لا تتقاطع مع المحور الأفقي كما هو موضح بالشكل وهذا الأمر يصعب من خلاله الحصول على استجابة المبنى أثناء التحميل، بخلاف قوة الزلزال التي هي عبارة عن قوة عطالة ناتجة عن Displacement type loading تعمل على تسليط اجهادات متغيرة أثناء تحميلها على المبنى recycle loading direction يمكن من خلالها الحصول على استجابة المطاوعة للمبنى خلال التحميل.



Difference in the design effects on a building during natural actions of (a) Earthquake Ground Movement at base, and (b) Wind Pressure on exposed area



Nature of temporal variations of design actions: (a) Earthquake Ground Motion – zero mean, cyclic, and (b) Wind Pressure – non-zero mean, oscillatory

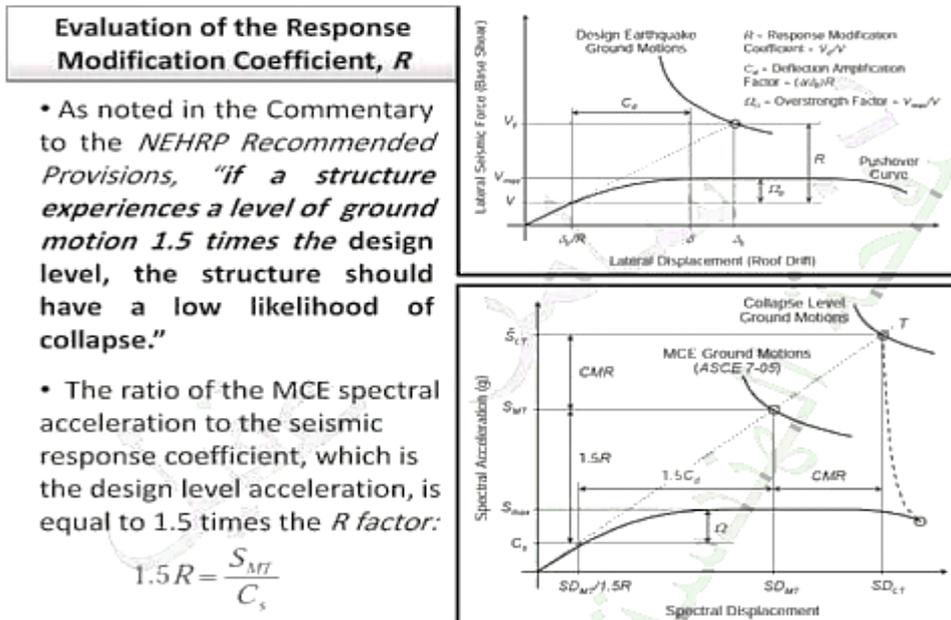
بالإضافة إلى إن أحمال العاصفة من الرياح يمكن أن تتكرر مرات عديدة أثناء عمر المنشأ ولا يسمح بحصول أي تلف بالمنشأ ومن اللازم أن يحتفظ المنشأ بالتصرف المرن له.

أما الزلزال التصميمي يمكن حدوثه مرة واحدة في عمر المنشأ ويسمح بحصول بعض التلف بالمنشأ، لذلك تم إستحداث تعريف زلزال يُسمى الأقصى المانع للأنهيار Survival Eq بإحتمالية تجاوز للقوى له لا تتعدى 10% في خمسين سنة.

تقييم معامل تعديل الاستجابة الزلزالية R وفق احتمالية حدوث الإنهيار

بالرغم من الإكتفاء عملياً في المنشآت التقليدية بالتحقق كودياً فقط من مستوى الزلزال التصميمي، إلا أنه يجب الا يغيب التفكير من أن المنشأة لابد لها من تحقيق الأداء المطلوب تحت تأثير المستويات الزلزالية المختلفة (زلزال استثماري – زلزال تصميمي – زلزال أعظمي)، وكما نعلم فإن الكودات انطلقت من فرضية (أن المنشآت التي تحقق مستوى أداء الحفاظ على الحياة تحت تأثير زلزال تصميمي ستكون قادرة على تحمل الزلزال الأعظمي دون حصول انهيار)، ومن هنا يبرز السؤال حول كيفية التأكد من أن قيمة معامل تعديل الاستجابة المفترض R عند التصميم كودياً وفق مستوى زلزال تصميمي ( وفق الطريقة الاستاتيكية أو طريقة طيف الاستجابة) سيؤدي لمنشآت قادرة على الصمود في حال حدوث زلزال أعظمي (أو بشكل أدق رياضياً أن يكون احتمال حدوث انهيار للمنشأة المدروسة تحت تأثير زلزال أعظمي لا يتجاوز قيمة محددة مثلاً 10%.

إن التعريف الأساسي لمعامل تعديل الاستجابة R يرتبط بنسبة قوة القص المرنة الموافقة للزلزال التصميمي إلى قوة القص الموافقة لبداية تكون أول مفصل لدن أو السلوك اللاخطي للمنشأة المدروسة. الآن إذا أنطلقنا من فرضيات الكودات الحديثة بأن تسارع الزلزال التصميمي هو ثلثي الأعظمي (أي الأعظمي يزيد عن التصميمي بـ 150%) فذلك يعني أن معامل تعديل الاستجابة الزلزالية وفق الزلزال الأعظمي ستكون مساوية (1.5R) وهامش الأمان بين توافق تسارع الزلزال الأعظمي والزلزال الموافق لحدوث الإنهيار تدعى نسبة هامش الانهيار (Collapse Margin Ratio) (CMR) كما هو موضح في الشكل (1).



الشكل 1

تتطلق الفكرة الأساسية في إيجاد منحنى هشاشة الإنهيار (Collapse Fragility Curve) الموافق للمنشأة المدروسة وفق أحد الطرق المعروفة ومن ثم تحديد قيمة التسارع الطيفي الموافق لحدوث الإنهيار وتحديد قيمة التسارع الطيفي الأعظمي من طيف الاستجابة في الكود، ستكون النسبة بينهما تساوي CMR. ونسبة التسارع الموافق للانهيار إلى التسارع الموافق لبداية التلدن نحصل على القيمة (1.5R+CMR). وبتغيير قيمة R ستؤدي بالضرورة لتغيير قيمة CMR الموافقة من أجل نفس المنشأة.

وبعد إيجاد CMR يتم تصعيدها بالمعامل SSF (الذي يلحظ عدم اليقينية في تحديد السجل الزمني للهزة والذي يعطي عبر جداول جاهزة بالكودات) للحصول على نسبة هامش الأمان المعدلة ACMR، وبمقارنة هذه القيمة عن القيم المسموحة لحدوث الإنهيار (والتي تعطى عبر جداول جاهزة بالكودات أيضاً) يمكن الحكم على احتمالية حدوث الإنهيار تحت تأثير الزلزال الأعظمي ومن ثم تعديل التصميم أو تعديل قيمة R في حال كانت القيم أكبر مما هو مقبول.

### المعامل أوميغا الخاص بالـ Over-Strength

المعامل في الكود الأمريكي والمعروف بالـ Over-Strength Factor يجب أن يدرس ويفهم من منحنى مثل الـ Shear -Roof Base Drift Curve حيث مقاومة المنشأ لأحمال الزلازل تزيد عن القيمة التصميمية كلما دخل المنشأ في المنطقة الغير مرنة (INELASTIC REGION) حتى تبلغ المقاومة أقصاها قبل الإنهيار. إذن فإن النسبة بين المقاومة القصوى ومقاومة المنشأ التصميمية هو المعامل أوميغا.

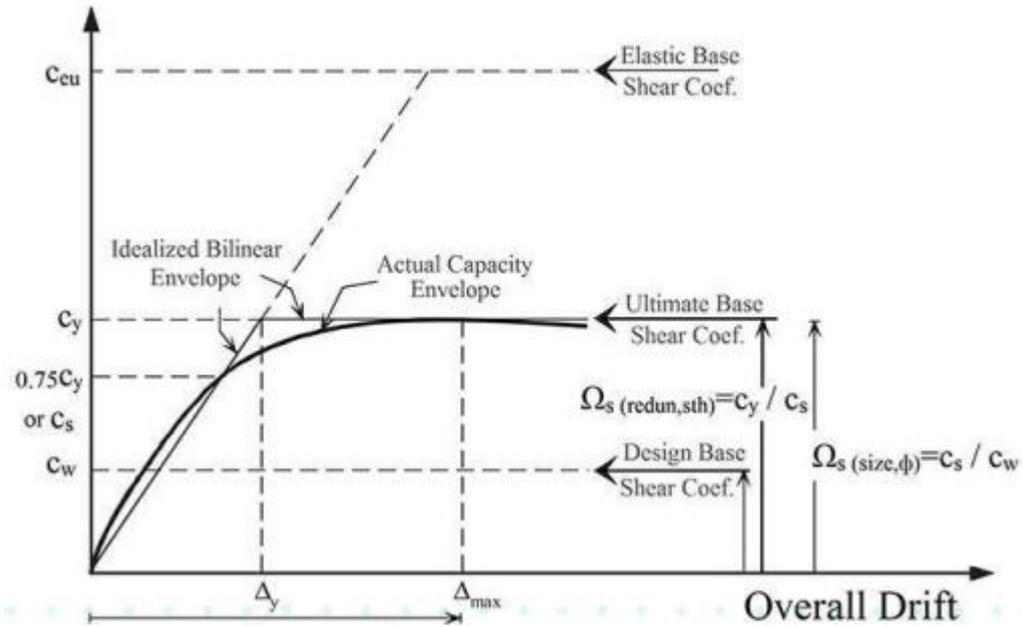
$\Omega$  المقاومة الزائدة المتأصلة (Overstrength) هي خاصة من خواص المنشأ تعني أن القدرة الفعلية للمنشأ في المجال اللامرن هي أكبر من القدرة التصميمية، ويعتمد على نوع المادة المصنوع منها الجملة الإنشائية المقاومة ونوع هذه الجملة الإنشائية.

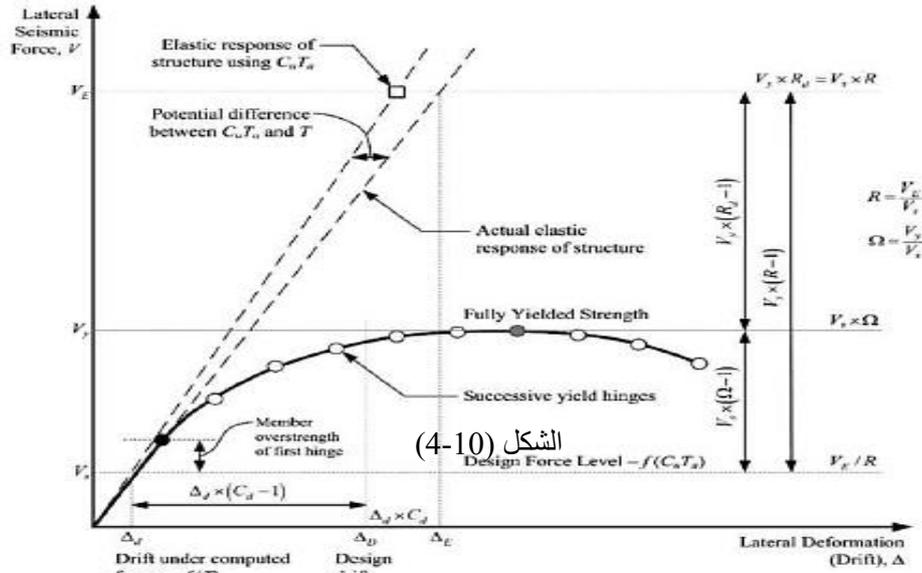
أسباب زيادة مقاومة المنشأ كثيرة أهمها ثلاث:

- معاملات الأمان المأخوذة عند التصميم.
- دخول الحديد في STRAIN HARDENING وإجهاد الخضوع FSY يتزايد ليصل لإجهاد أقصى FSU.
- حدوث مفصلات لدنة متعاقبة وراء بعضها تعطي فرصة للمنشأ للإستفادة من فوائض التصميم بالأعضاء المختلفة.

وصول المنشأ إلى القيمة القصوى للمقاومة هو إحتمال قائم ولا يمكن للمنشأ أن يزيد عنه، لذلك في عناصر التحويل TRANSFER GIRDERS & SUPPORTING COLUMNS يتم إفتراض وصول المنشأ لهذه القيمة القصوى ونصمم هذه العناصر على تلك القوى العظمى لكي نضمن عدم حدوث مفصلات لدنة بها.

بدون عمل تحليل لا خطي غير مرن فلن نستطيع التنبؤ بالمعامل أوميغا، ولذلك لغرض التصميم يتم إستخدام القيم التقريبية بالكود.





الشكل (4-10)

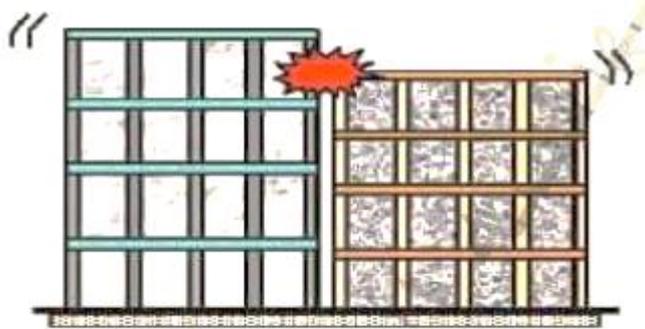
المنشآت ذات التخميد القليل والمكونة من مواد هشة هي ذات قيم صغيرة للمعامل ( $R$ )، أما المنشآت ذات التخميد العالي والمكونة من مواد أكثر مطاوعة تأخذ قيم عليا للمعامل ( $R$ ). تم تحديد قيم ( $R$ ) في الكودات العالمية اعتمادا على الأداء التاريخي لمختلف الجمل الإنشائية تحت تأثير زلازل عينية، أي أن قيمة ( $R$ ) نتجت من تجارب واقعية لمنشآت منفذة فعليا أو نماذج مماثلة في مخابر الهندسة الإنشائية الزلزالية.

يسمح باستخدام أنظمة مقاومة القوة الزلزالية غير الواردة في الجدول بشرط التقديم والموافقة من قبل الهيئات ذات الاختصاص ومراجعة التصميم الإنشائي المستقل لمجموعة مصاحبة من معايير التصميم وإثبات البيانات التحليلية والاختبارية. يجب أن تحدد معايير التصميم أي قيود على استخدام النظام، بما في ذلك فئة التصميم الزلزالي والارتفاع؛ الإجراءات المطلوبة لتصميم مكونات ووصلات النظام؛ التفاصيل المطلوبة وقيم معامل تعديل الاستجابة،  $R$ ؛ عامل المقاومة الزائدة،  $\Omega$ ؛ وعامل تضخيم التثوه  $C_d$ . يجب أن تحدد البيانات المقدمة الخصائص الديناميكية غير الخطية للنظام وتوضح أن معايير التصميم تؤدي إلى احتمال حدوث انهيار مشروط بحدوث اهتزاز  $MCER$  لا يزيد عن 10٪ للمنشآت ذات صنف خطورة II. يجب تحديد الاحتمال الشرطي للانهيار بناءً على تقييم تحليلي غير خطي للنظام ويجب أن يأخذ في الحسبان مصادر عدم اليقين في جودة معايير التصميم ودقة النمذجة وبيانات الاختبارات العملية والحركات الأرضية. يجب معرفة قيمة  $R$  بالاتجاهين الأفقي ( $R_x, R_y$ ) نفسها بالاتجاهين، خاصة عندما تعتمد جملة إنشائية فيها مساهمة للإطارات بشكل كبير، وهذه الحالة

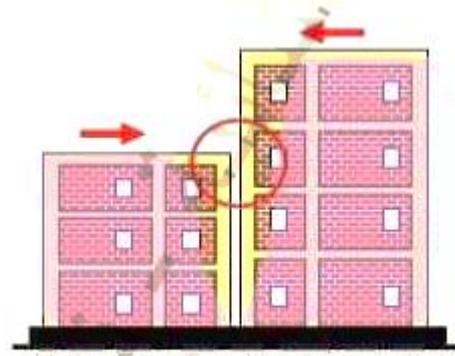
لاحظ مثلا عندما تكون أبعاد المنشأ في المسقط مختلفة (مسقط مستطيل مثلا)، أي عندما تكون عدد فتحات الإطارات قليلة في أحد الاتجاهات عندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص فقط بالتالي ( $R$ ) صغيرة وقوة قص ( $V$ ) كبيرة، وفي الاتجاه الآخر تكون فتحات الإطارات كثيرة وعندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص مع إطارات بالتالي ( $R$ ) كبيرة وقوة قص ( $V$ ) صغيرة، وهذا يعتمد على الخبرة والحس الهندسي للمهندس الدارس.

• أثر الصدم (الطرق) في الأبنية المتجاورة

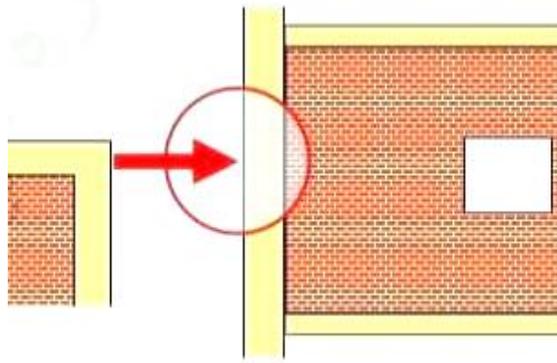
لوحظ خلال الزلازل السابقة حصول العديد من الأضرار في المنشآت المتجاورة نتيجة التصادم الذي يحصل بينها نتيجة الزيادة في الإزاحة لكلا المبنىين بمقدار يزيد عن المسافة بينهما (الشكل 1) ويزداد الأمر خطوراً عندما تكون مستويات الطوابق غير متساوية أي أن البلاطات ذات مناسيب مختلفة حيث يؤدي الطرق في هذه الحالة لأضرار كبيرة في الأعمدة المقابلة (الشكل 2)، أو في حالة أن المنشآت تمتلك خواص ديناميكية مختلفة، عندها يؤدي الطرق إلى تغيير طبيعة الاستجابة وزيادة في القوة الزلزالية التصميمية.



الشكل (1)



(d)



تختلف المراجع في طريقة حساب عرض الفاصل المطلوب زلزالياً لتجنب ظاهرة الطرق، فبعضها تعتمد على حساب الإنتقالات الناتجة من القوى الزلزالية مباشرة (مثل طريقة الكود الأمريكي والكود الأوربي) والآخر يعتمد على حساب الطاقة مثل طريقة ( Radios Pseudo Energy) (RPE).

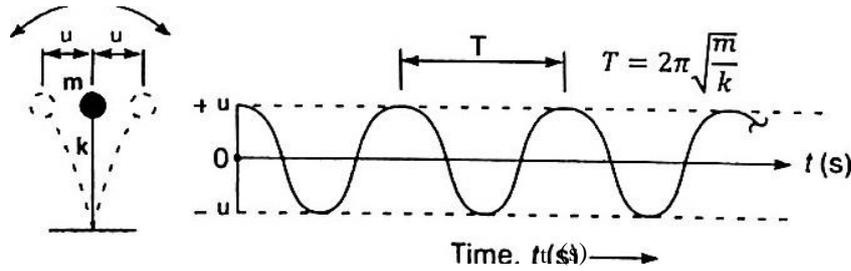
عملياً وباختصار يمكن نمذجة ظاهرة الطرق باستخدام أحد عناصر الربط اللاخطية لربط العقد joint المتقابلة في المنشآت وإجراء عمية التحليل الديناميكي اللازم لاستنتاج القوى التصميمية المختلفة.

## الخصائص الديناميكية للمنشآت Dynamic Characteristics of Buildings

تأرجح المباني أثناء اهتزاز الزلزال. يتسبب في إحداث قوة القصور الذاتي (العطالة) في المبنى. تعتمد شدة الاهتزاز ومدته ومقدار قوة العطالة في المبنى على سمات وخصائص المباني، وتسمى الخصائص الديناميكية، بالإضافة إلى خصائص الزلزال نفسه.

### • الدور الطبيعي Natural Period

الدور الطبيعي ( $T_n$ ) للمبنى: هي الفترة الذي يستغرقها المبنى لعمل دورة كاملة من الاهتزاز ويعتبر الدور بمثابة هوية شخصية للمنشأ ويتعلق فقط بكتلة وفساوة المنشأ ولايتعلق بموقع تنفيذ المنشأ أبداً. ويمكن الحصول عليها من العلاقة التالية:



الشكل (4-10)

يلاحظ من المعادنة السابقة أن دور المنشأ يتعلق فقط بالكتلة وفساوة ، وبالتالي فإن الدور هو بمثابة هوية للمنشأ ولايتعلق بموقع المنشأ ولا بالقوة المطبقة عليه . يستجيب المنشأ لتأثير القوة المطبقة عليه حسب قيمة دور المنشأ الموافق لكل نمط إهتزاز (mode) وفي التحليل الإستاتيكي فإنه يوجد نمط أساس في كل اتجاه أفقي رئيسي للمنشأ (X , Y) حيث يؤخذ الدور الموافق لهذا النمط الأساس ولذلك يسمى بالدور الأساس أو الفترة الأساسية للمنشأ ، أما في التحليل الديناميكي فيتم أخذ جميع الأنماط بعين الإعتبار بطرق رياضية متقدمة ، يسمى مقلوب ( $1/T_n$ ) الدور الطبيعي للمبنى بالتردد الطبيعي  $F_n$ ؛ وحدته هي هرتز (HZ). يكون المبنى أقل مقاومة عندما يحصل لها هتزاز بترده الطبيعي (أو الدور الطبيعي). ومن ثم، فإنه يخضع لاهتزاز أكبر عندما يهتز بترده الطبيعي مقارنة بالترددات الأخرى .عادة، تتراوح الفترات الطبيعية ( $T_n$ ) للمباني من 1 إلى 20 طابقاً من الخرسانة المسلحة العادية والمباني الفولاذية في نطاق 0.05 – 2.00 ثانية فعند تصميم المباني، يتعامل المهندسون عادةً مع  $T_n$  وليس  $F_n$ .

### • ظاهرة الرنين Resonance

تحصل في المبنى، فقط إذا كان التردد الذي تهتز فيه الأرض Ground Motion ثابتاً عند أو بالقرب من أي من الترددات الطبيعية للمبنى ويستمر تأثيره خلال فترة زمنية طويلة. ولا يتم تصميم المنشآت لمقاومة آثار الرنين نظراً لزيادة الكلفة كثيراً، ولكن يجب تصميم المنشآت بحيث تستطيع تجنب ظاهرة الرنين.

لكن الحركة الأرضية للزلزال تكون أقل خطورة على المنشآت وذلك للأسباب التالية:

- تحتوي حركة الأرض على سلسلة من الترددات التي تتغير باستمرار وبشكل عشوائي في كل لحظة زمنية. من المستحيل ان يحصل اهتزاز للأرض بتردد نفس التردد الطبيعي للمنشأ أو قريب منه لمدته طويله بنفس قيمة التردد.
- الفترة الصغيرة التي يحدث خلالها اهتزاز الأرض عند ترددات قريبة من  $f_n$  للمبنى، غير كافية لحصول ظاهرة الرنين في معظم حالات الحركات الأرضية المعتادة. وعادةً ما تحدث استجابة متزايدة، ولكن ليس رنيناً، عند اهتزاز الزلزال بترددات قريبة من  $f_n$  للمبنى. لوحظت إحدى حالات الرنين القليلة أثناء اهتزاز الزلزال خلال زلزال مكسيكو سيتي عام 1985م، حيث انهارت المباني التي لها فترات طبيعية في نطاق صغير وحده، في حين أن تلك التي كانت لها فترات طبيعية كبيرة لم يحصل له شيء وكان سلوكها طبيعي.

## توجد الكثير من طرق الحساب لقيمة الدور (T) للمنشأ، ومنها:

- 1- استخدام نماذج تحليلية (Analytical models) تعتمد على التحليل بطريقة العناصر المحدودة (FEM) وعلى تقنيات نمذجة أخرى باستخدام الحاسب الإلكتروني، وهذا هو الأنسب للمنشآت الهندسية المعروفة.
- 2 – نموذج مصغر (Simulation) يحاكي المنشأ الفعلي يستند على أساس الهندسة البعدية، يمكن إنشاءه في المختبر ، ثم يتم استنتاج الدور من القياسات الفعلية على النموذج، وهذا يندر استخدامه نظرا للتكلفة المادية لإجراء هذه المحاكاة، ويستخدم لأغراض البحث العلمي وللمنشآت العالية أو ناطحات السحاب (Skyscrapers) حيث تكون عندها أقل كلفة بالنهاية.
- 3 – إجراء قياسات فعلية على المبنى بعد إنشائه يعتمد على تقنية الرصد الفضائي باستخدام النظام العالمي الأمريكي لتحديد المواقع ( Global position system) حيث تستخدم تقنيات أخرى مكتفية تعتمد على علم الرياضيات لمعالجة نتائج GPS للحصول على نتائج متناهية الدقة.
- 4 – استخدام علاقات تجريبية كما هو موجود في الكود (ASCE 7-16- Section 12.8.2)

## العوامل المؤثرة على الدور الطبيعي للمنشآت Factors influencing Natural Period

## ■ الجساءة (Effect of Stiffness)

يتناسب الدور الطبيعي للمنشأ عكسيا مع جساءة المنشأ حيث تؤدي زيادة ابعاد العناصر الانشائية إلى زيادة جساءة وكتلة المباني. ولكن عندما تكون النسبة المئوية للزيادة في الجساءة نتيجة لزيادة ابعاد العناصر الانشائية أكبر من النسبة المئوية للزيادة في الكتلة، فإن الدور الطبيعي يقل. ومن الأسباب التي تؤثر في جساءة المنشأ ككل وبالتالي تؤثر في قيم الدور الطبيعي للمنشأ:

- توجيه الاعمدة والجدران واختلاف ابعاد المبنى في الاتجاهين (X , Y) يصبح للمبنى دورين طبيعيين مختلفين في الاتجاهين.
- وجود الجدران غير الانشائية تؤثر أيضا وبشكل كبير في سلوك المنشأ وقيمة الدور الطبيعي له.

## ■ الكتلة (Effect of Mass)

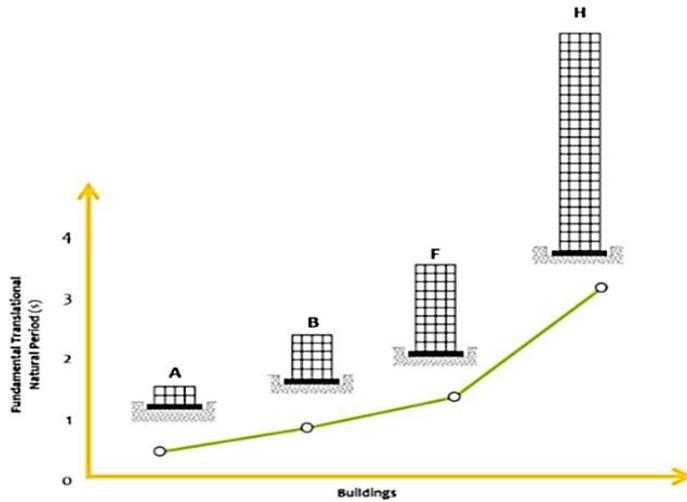
تسمى الكتلة الفعالة للمبنى في الاهتزاز الجانبي أثناء اهتزاز الزلزال الكتلة الزلزالية للمبنى Seismic Mass. وهي مجموع الكتل الزلزالية في كل مستوى التي تتأثر بحركة الارض وتساوي الحمل الميت الكامل بالإضافة إلى جزء من الحمل الحي. يعتمد جزء الحمل الحي على شدة الحمل المباشر وكيفية توصيل البلاط الأرضي ولكل كود لديه اعتبارات في مقدار الحمل الحي الداخل في الكتلة الزلزالية الفعالة ووفقا للكود الأمريكي (UBC97 & ASCE7-16) فان الوزن الزلزالي هو:

- الوزن الذاتي الكلي للمنشأ بجميع عناصره.
- 25% من الحمل الحي على البلاطات في حالة تواجد مخازن
- $0.48 \text{ KN/m}^2$  في حالة اذا تم استخدام قواطع خفيفة في المنشأ، أما إذا كانت قواطع ثقيلة فيجب حسابها وإدخالها ضمن الأحمال.
- حمل الثلج إذا تجاوزت قيمته  $1.44 \text{ KN/m}^2$
- المعدات والأجهزة الدائمة ذات الأوزان الكبيرة.

يتناسب الزمن الدوري طرديا مع كتلة المنشأ حيث كلما زاد الوزن الزلزالي زاد الدور الطبيعي للمنشأ.

ارتفاع المنشأ (Effect of Building Height)

مع زيادة ارتفاع المبنى، تزداد كتلته ولكن تقل جسامة الإجمالية ومن ثم، فإن الدور الطبيعي للمبنى يزداد مع زيادة الارتفاع. المباني A و B و F و H لها نفس المساحة، لكنها ذات ارتفاعات مختلفة. المباني الأطول لها فترات طبيعية أساسية أكبر من تلك الأقصر كما هي موضحة في الشكل (4-11)؛ الأدوار الطبيعية الأساسية للمبنى المكون من 25 طابقاً والمبنى المؤلف من 10 طوابق والمبنى المكون من 5 طوابق والمبنى المؤلف من طابقين هي 0.54 s و 0.89s و 1.35 s و 3.14 s على التوالي.



الشكل (4-11)

أنماط الاهتزاز Mode Shape

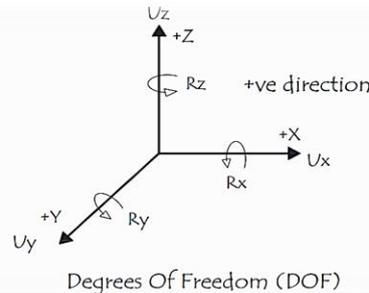
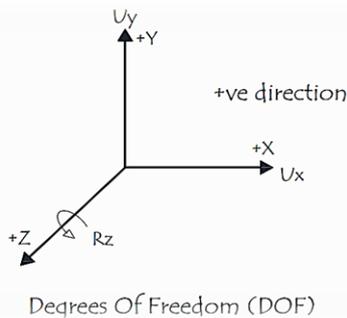
شكل نمط الاهتزاز المرتبط بالدور الطبيعي للمنشأ هو الشكل المشوه للمبنى عند اهتزازه. وبالتالي، بالنسبة للمبنى، هناك عدد لا حصر من أنماط الاهتزاز الطبيعية حيث تساوي مجموع عدد درجات الحرية في المنشأ. ولكن في النمذجة الرياضية للمنشأ، عادة ما يتم تقسيم المنشأ إلى عدد من العناصر. تسمى نقاط التقاء هذه العناصر بالعقد. كل عقدة لديها ست درجات حرية:

ثلاث حركات أو إزاحات إنتقالية Three Translation Degrees of Freedom وهي:

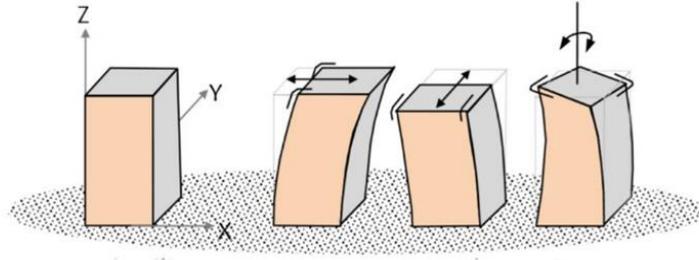
- حركة انتقالية أو إزاحة في اتجاه محور x المحلي  $U_x$
- حركة انتقالية أو إزاحة في اتجاه محور y المحلي  $U_y$
- حركة انتقالية أو إزاحة في اتجاه محور z المحلي  $U_z$

ثلاث دورانات Three Rotational Degrees of Freedom وهي:

- دوران حول محور x المحلي  $R_x$
- دوران حول محور y المحلي  $R_y$
- دوران حول محور z المحلي  $R_z$



يطلق على النمط المرتبط ب الدور الطبيعي الأساسي ب النمط الأول حيث في الغالب يكون هو النمط المسيطر (النمط المسيطر هو النمط الذي تكون مساهمة الكتلة أكبر من مساهمة الكتلة في الأنماط الأخرى) ولكل مبنى ثلاثي الأبعاد يوجد ثلاثة أنماط أساسية وهي النمط في اتجاه المحور X ونمط في اتجاه Y ونمط دوراني حول المحور الرأسي كما في الشكل المقابل



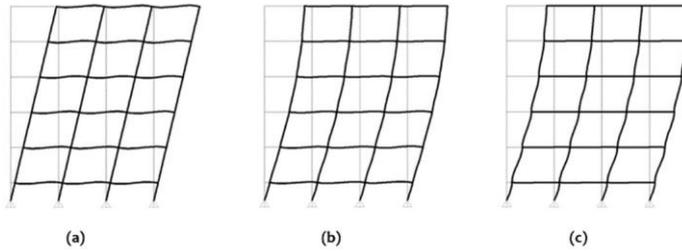
<p>النمط الثالث للاهتزاز الطبيعي للمنشأة</p>	<p>النمط الثاني للاهتزاز الطبيعي للمنشأة</p>	<p>النمط الأول للاهتزاز الطبيعي للمنشأة</p>
<p>دور نمط الاهتزاز الطبيعي الثالث <math>T_3</math></p>	<p>دور نمط الاهتزاز الطبيعي الثاني <math>T_2</math></p>	<p>دور نمط الاهتزاز الطبيعي الأول <math>T_1</math></p>
$\{\varphi\}_3 = \begin{Bmatrix} \varphi_{13} \\ \varphi_{23} \\ \varphi_{33} \end{Bmatrix}$ <p>شكل نمط الاهتزاز الطبيعي الثالث</p>	$\{\varphi\}_2 = \begin{Bmatrix} \varphi_{12} \\ \varphi_{22} \\ \varphi_{32} \end{Bmatrix}$ <p>شكل نمط الاهتزاز الطبيعي الثاني</p>	$\{\varphi\}_1 = \begin{Bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \\ \varphi_{31} \end{Bmatrix}$ <p>شكل نمط الاهتزاز الطبيعي الأول</p>
<p><math>\Gamma_3 = MPF_3</math></p> <p>عامل المساهمة النمطي للنمط الثالث</p>	<p><math>\Gamma_2 = MPF_2</math></p> <p>عامل المساهمة النمطي للنمط الثاني</p>	<p><math>\Gamma_1 = MPF_1</math></p> <p>عامل المساهمة النمطي للنمط الأول</p>

العوامل المؤثرة على شكل أنماط التشوه

تعتمد أشكال أنماط المباني على الشكل الهندسي للمبنى، والخصائص الهندسية للمادة ولأعضاء الإنشائية، ونوع الاتصالات بين الأعضاء الإنشائية والأرض في قاعدة المبنى. يتعرض المبنى ل نمط وضع الانحناء، أو نمط وضع القص، أو مزيجاً من هذه وفقاً للعوامل المذكورة أعلاه.

ومن اهم العوامل التي تؤثر على شكل أنماط الانهيار:

- تأثير الجساءة المحورية للعناصر الإنشائية الرأسية.
- تأثير نوع اتصال نهائي العناصر الرأسية مع القاعدة.
- تأثير ارتفاع المنشأ.
- تأثير انتظام المنشأ.
- تأثير وجود الجدران الغير انشائية.
- تأثير جساءة الانحناء للعناصر الهيكلية الشكل (4-12) Effect of Flexural Stiffness of Structural Elements يتغير شكل النمط الأساسي من نوع نمط الانحناء إلى نوع نمط القص مع زيادة جساءة الانحناء للجسر بالنسبة إلى العمود.



- في المبنى a جساءة العمود اعلى بكثير من جساءة الجسور (نمط قص).
- في المبنى b جساءة العمود اعلى من جساءة الجسور لكن اقل من الحالة a (نمط انحناء-قصي).
- في المبنى c جساءة العمود اقل او تساوي جساءة الجسور (نمط انحناء).

طرق تجميع الأنماط

- Sum of Absolute Values
- Square Root of Sum of Squares
- Complete Quadratic Combination

SAV

جمع القيم المطلقة

$$r \leq \sum_{n=1}^N |r_n| = |r_1| + |r_2| + |r_3|$$

SRSS

الجذر التربيعي لمجموع المربعات

$$r \approx \left( \sum_{n=1}^N r_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} = (r_1^2 + r_2^2 + r_3^2)^{\frac{1}{2}}$$

CQC

الترابك التربيعي التام

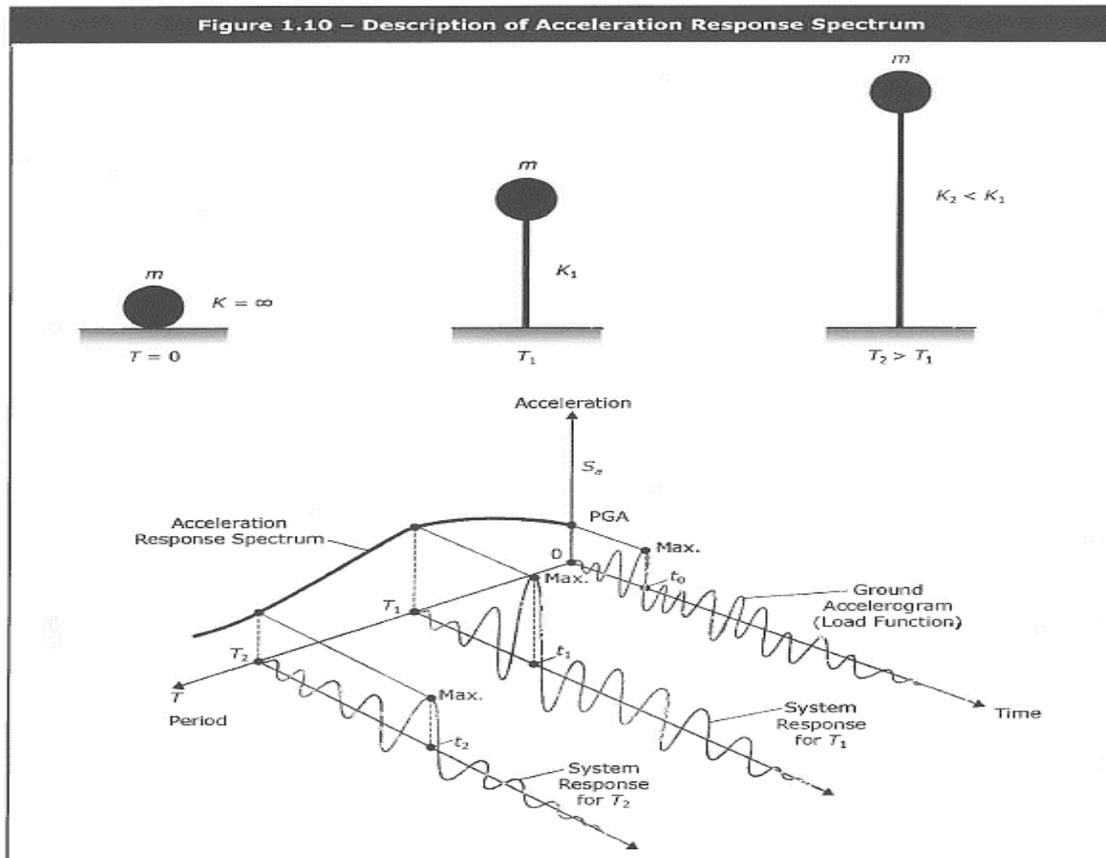
$$r \approx \left( \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_i r_n \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \begin{matrix} \rho_{11} r_1^2 + & \rho_{12} r_1 r_2 + & \rho_{13} r_1 r_3 + \\ \rho_{21} r_2 r_1 + & \rho_{22} r_2^2 + & \rho_{23} r_2 r_3 + \\ \rho_{31} r_3 r_1 + & \rho_{32} r_3 r_2 + & \rho_{33} r_3^2 \end{matrix} \right)^{\frac{1}{2}}$$

(Correlation Coefficient) معامل الترابط  $\rho_{in}$

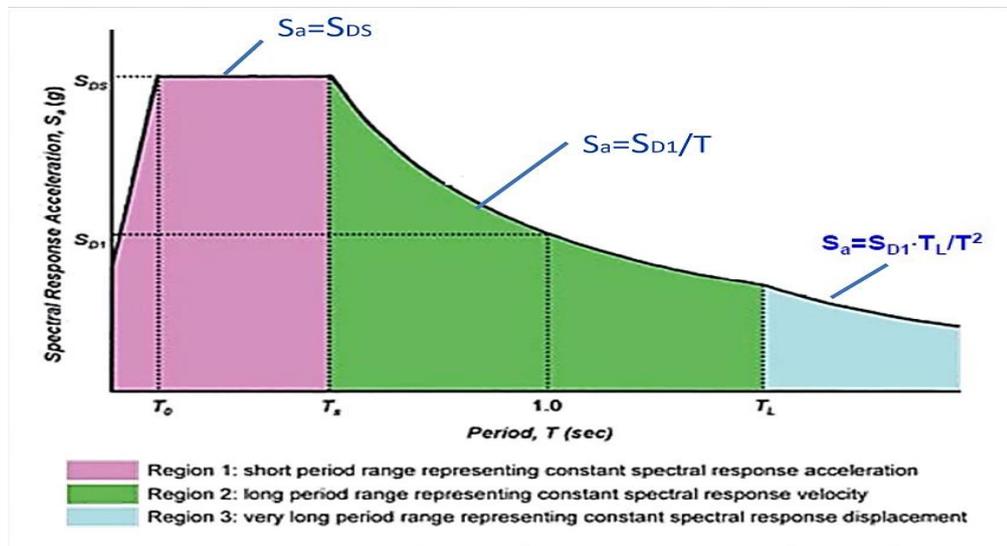
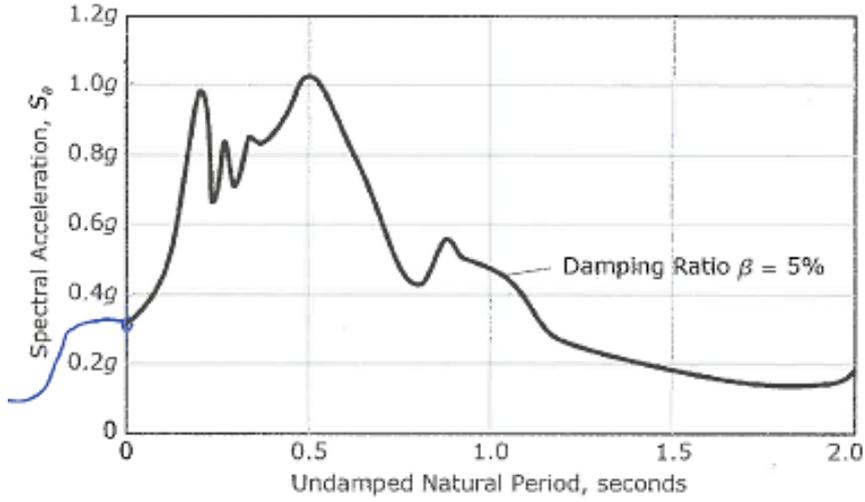
• طيف الاستجابة الزلزالي

طيف الاستجابة: فهو مخطط أو رسم بياني للقيم العظمى الاستجابة معينة كتابع لدور الاهتزاز الطبيعي  $T$  أو للبارامتر المتعلق به كالتردد الدوراني أو التردد الطيفي يتم إنشاء طيف استجابة لحركة أرضية معينة ذات تسارع  $(Ug(t))$  بواسطة التحليل الديناميكي RHA حيث يمكن الحصول على طيف الاستجابة من خلال عمل عدة تحليلات لمجموعه من المباني ذات دور طبيعي مختلف كما هو موضح في شكل (4-13) تحت تأثير مجموعة من السجلات الزلزالية التي حدثت في نفس المنطقة وسوف يتم توضيح ذلك بشكل أكبر في المحور الخاص بالتحليل الزلزالي بطيف الاستجابة.

طيف الاستجابة التصميمي يستخدم في عمليات التصميم طيف استجابة تصميمي يعبر عن متوسط العدد من الهزات الأرضية حدثت أو ممكن أن تحدث في المنطقة المدروسة فهو لا ينتج عن سجل زمني للزلازل معين وإنما تستخدم في انشائه طرائق إحصائية وهو ما يعطى في كودات التصميم المختلفة.



يقصد بكلمة طيف (Spectrum) في الهندسة الزلزالية فكرة أن استجابة المباني التي لها نطاق واسع من الفترات يتم تلخيصها في رسم بياني واحد. بالنسبة لحركة زلزال معينة ونسبة مئوية من التخادم الحرج، يعطي طيف الاستجابة النموذجي مخططاً للاستجابات المرتبطة بالزلازل مثل التسارع والسرعة والعكس لنطاق كامل أو طيف لفترات المبنى وتم تقسيم طيف الاستجابة الى ثلاث مناطق كما هو موضح في الشكل (4-14).



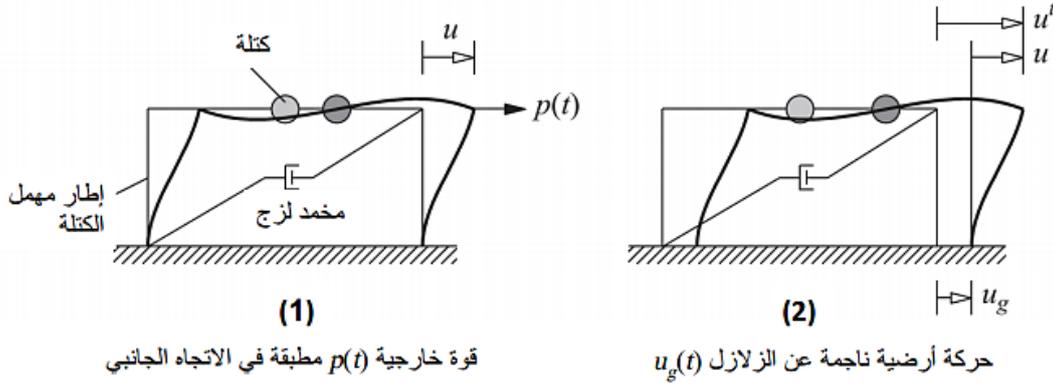
الشكل (4-14)

## التخامد Damping

التخامد هو العملية التي يتم عن طريقها تناقص سعة حركة الاهتزاز الحر بثبات.

تبدد الطاقة عن طريق ميكانيزمات متعددة مثل الأثر الحراري للتشوه المرن المتكرر، الاحتكاك الداخلي والاحتكاك بين المنشأ نفسها والعناصر الغير انشائية ومن غير الممكن إجراء عملية توصيف رياضي وتحليلي لكل من ميكانيزمات تبدد الطاقة.

المباني التي تتأرجح بسبب اهتزاز الزلزال تعود في النهاية إلى حالة السكون مع مرور الوقت. وهذا بسبب تبدد الطاقة الاهتزازية من خلال التحويل إلى أشكال أخرى من الطاقة، مثل الحرارة والصوت. آلية هذا التحويل تسمى التخامد. في الاهتزاز للمحيط العادي للمبنى، هناك العديد من العوامل التي تعيق حركته، منها:



### 1- التخامد الهيكلي structural damping

يتمثل بمقاومة الهواء حول المبنى، والتشققات الدقيقة للخرسانة في الأعضاء الهيكلية، والاحتكاك بين واجهات مختلفة في المبنى (مثل حوائط حشو البناء وعوارض وأعمدة RC)

### 2- التخامد الهستيري hysteretic damping

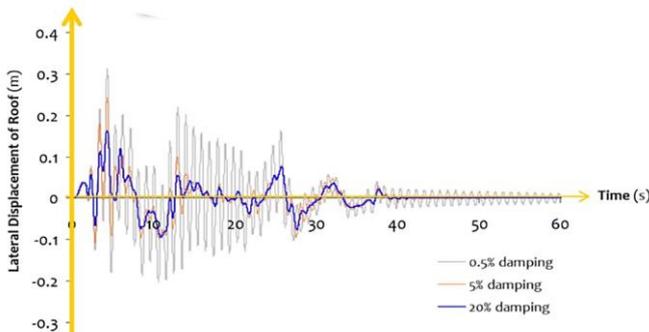
في حالة تعرض المبنى لزلزال قوي هنا، تدخل قضبان التسليح والخرسانة لمباني RC في سلوك غير خطي للمادة. يسمى التخامد الذي ينشأ من هذه الإجراءات غير المرنة التخامد الهستيري. هذا يخفف من اهتزازات المبنى.

### 3- التخامد الإشعاعي radiation damping

هو شكل آخر من أشكال التخامد يرتبط بالتربة. يحدث هذا التخامد عندما تكون طبقات التربة الموجودة أسفل المبنى مرنة وتمتص مدخلات الطاقة للمبنى أثناء اهتزاز الزلزال، وترسلها إلى مسافات بعيدة في وسط التربة.

تعد نمذجة التخامد رياضياً تحدياً كبيراً؛ ولذلك تم اقتراح العديد من النماذج، على سبيل المثال، التخامد الاحتكاكي والتخامد اللزج والتخامد الهستيري يعبر عنها بالتخامد اللزج. يتم التعبير عن التخامد على أنه جزء من التخامد الحرج (وهو الحد الأدنى لقيمة التخامد التي يأتي عندها المبنى تدريجياً للسكون). إن التخامد يختلف باختلاف الأنماط الطبيعية لاهتزاز المبنى. ولكن، توصي اكواد الزلازل باستخدام 5% التخامد لجميع الأنماط الطبيعية للخرسانية المسلحة، و2% للهياكل الفولاذية.

والشكل التالي يوضح طيف الاستجابة عن قيم تخامد مختلفة

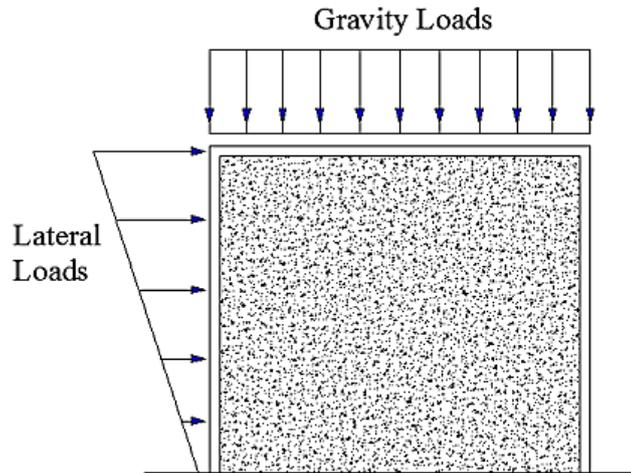


## الأنظمة الإنشائية المقاومة للقوى الزلزالية Earthquake-resisting Structural Systems

تعطي الكودات المتخصصة في الدراسات الزلزالية العديد من الجمل الإنشائية المستخدمة لهذا الغرض منها:

### • الجدران الحاملة (Bearing wall system)

يعتمد هذا النوع بدرجة أساسية على الجدران الحاملة لسند القوى الرأسية (الجاذبية) ويتم مقاومة الاحمال الجانبية بواسطة جدران القص او نظام الاطارات المقيدة (تكتيف)، ويمكن استخدام هذا النوع في جميع المناطق الزلزالية بحيث تحقق الاشرطات في المناطق حسب الكود.

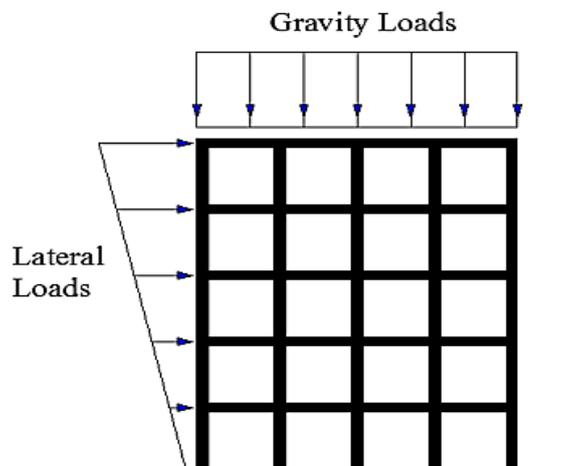


الشكل (1-2): جملة الجدران الحاملة.

### • جملة الإطارات المقاومة (Moment-resisting frame system)

وهي جملة انشائية تتكون من عناصر تترابط فيما بينها مكونة إطار فراغي قادر على سند المنشأة لمقاومة الاحمال الرأسية وكذلك الجانبية من خلال الاداء الانحنائي، وهي ثلاثة أنواع رئيسية:

- (OMRF) وهي الجمل الاطارية البسيطة المقاومة للعزوم وتستخدم في المنطقة الزلزالية ذات الشدة البسيطة.
- (IMRF) وهي الجمل الاطارية العادية المتوسطة المقاومة للعزوم وتستخدم في المناطق الزلزالية ذات الشدة المعتدلة.
- (SMRF) وهي الجمل الاطارية الخاصة المقاومة للعزوم وتستخدم في المناطق الزلزالية ذات الشدة العالية وهي أكثر كلفة من ناحية الاشرطات الهندسية والتنفيذية خاصة في حديد التسليح المستخدم.

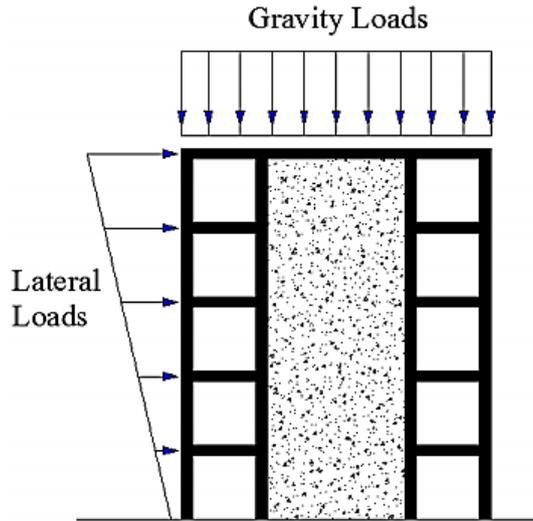


الشكل (2-3): جملة الإطار المقاوم للعزوم.

### • الجملة الثنائية (Dual system)

وهذا النظام يحتوي على إطارات فراغية لسند الاحمال الراسية وكذلك وجدران قص لمقاومة الاحمال الجانبية، ويشترط الكود ان يتم توزيع الاحمال الجانبية بين الإطارات وجدران القص كلاً بحسب جساتته وان تشارك جملة الإطارات الحاملة في مقاومة الاحمال الجانبية بنسبة لا تقل عن 25% ويمكن استخدام أي نوع من أنواع الإطارات المذكورة سابقاً مع جدران القص، ونذكر هنا الأنواع الأساسية منها وهي كالتالي:

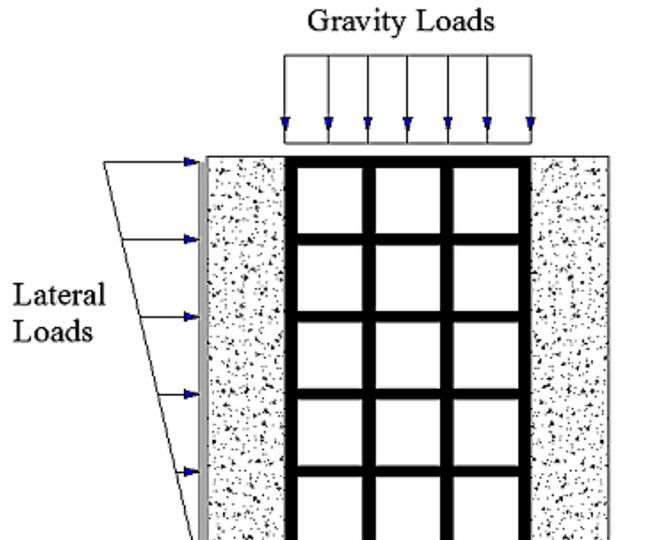
- جدران قص مع OMRF: تستخدم في المنطقة الزلزالية ذات الشدة البسيطة ولا يشترط ان تتحمل الإطارات 25% من القوى الجانبية في هذه الحالة.
- جدران قص مع IMRF: وتستخدم في المناطق الزلزالية ذات الشدة المعتدلة.
- جدران قص مع SMRF: وتستخدم في كل المناطق وانما يفضل فقط في المناطق التي لها شدة زلزالية عالية.



الشكل (4-2): الجملة الثنائية (مختلطة خاصة).

### • جملة البناء الهيكلي (Building Frame System)

هذه الجملة عبارة عن اطار فراغي كامل من النوع OMRF يستخدم لمقاومة أحمال الجاذبية أما الأحمال الأفقية تتم مقاومتها عن طريق جدران القص.



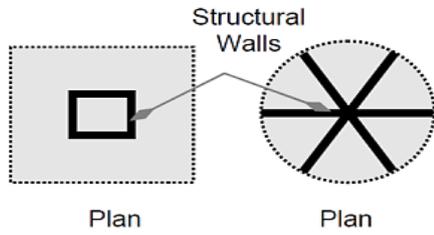
الشكل (2-2): جملة البناء الهيكلي.

## Desirable Seismic Structural Systems الأنظمة الإنشائية المفضلة زلزالياً

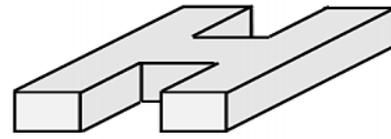
يفضل بوجه عام، في التصميم الزلزالي البساطة في الانظمة والأشكال الإنشائية. ويوصى باستخدام المنشآت التي تظهر مطولية جيدة (good ductility) وتبديد الطاقة (energy dissipation) والقدرة على التمرکز الذاتي (self centering capacity) يوصى بالنظم التالية:

- النظم ذات البساطة في المسقط الافقي، ويفضل المنشآت ذات الأشكال المربعة والدائرية.
- أنظمة مكنتزة (compactness) في الشكل، وتجنب المنشآت مع أجنحة طويلة ممتدة.
- أنظمة متناظرة وذات مقاومة عالية للالتواء.
- الأنظمة المنتظمة والمستمرة رأسياً، وتجنب التغيرات المفاجئة في الكتلة والصلابة.

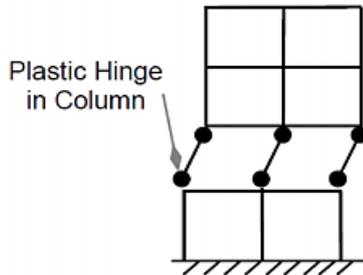
والاشكال التالية توضح بعض الامثلة للمنشآت الغير مفضلة والمرغوب فيها نظراً لادائها واستجابتها الإنشائية الجيدة عند تعرضها للاحمال الزلزالية:



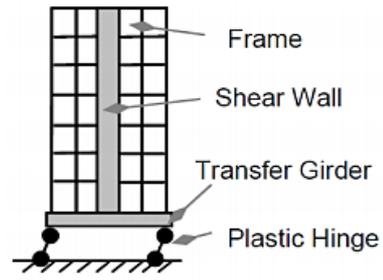
(a) Small Torsional Resistance



(b) Long Extension Wings



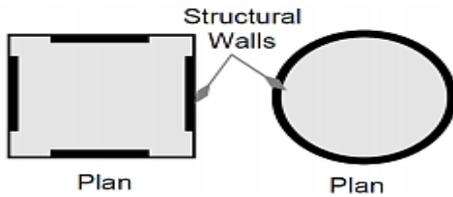
(c) Story Mechanism Weak Column Strong Beam



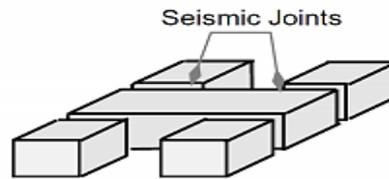
(d) Soft Story

### Undesirable Seismic Systems

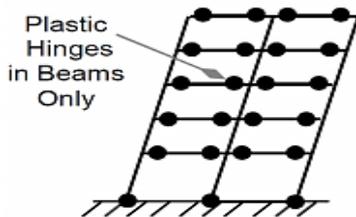
انظمة غير مفضلة زلزالياً



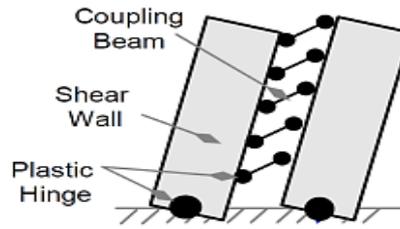
(a) Large Torsional Resistance



(b) Separated Wings



(c) Overall Mechanism (Strong Column Weak Beam)



(d) Coupled Shear Walls

### Recommended Seismic Systems

انظمة مفضلة زلزالياً

## طرق التحليل الزلزالي Seismic Analysis Methods

من أجل تحديد الاستجابات الزلزالية للمنشآت ومقدار الطلب للتصميم الزلزالي، من الضروري إجراء التحليل الزلزالي للهيكل الإنشائي. حيث يمكن إجراء التحليل الزلزالي بعدة طرق ويعتمد تحديد الطريقة على أساس سلوك الهيكل أو المواد الإنشائية وانتظام المنشأ، ونوع النموذج الهيكلي المختار. يمكن تصنيف أنواع التحليل الزلزالي على النحو التالي:

- طرق استاتيكية (خطية ولا خطية).
- طرق ديناميكية (خطية ولا خطية).

### • الطرق الإستاتيكية

#### ▪ التحليل الإستاتيكي اللاخطي Linear Static Analysis

تعتبر طرق التحليل الستاتيكي اللاخطي من أفضل الطرائق في مجال التصميم والتقييم المعتمد على الأداء، وجاءت كبديل جيد جدا عن التحليل الديناميكي اللاخطي المعقد نسبيا في الممارسة العملية. تعتمد طرائق التحليل الستاتيكي اللاخطي على تمثيل الحمولات الزلزالية، وتكون الحمولة جانبية متزايدة تدريجيا بخطوات تحميل ثابتة، وموزعة على ارتفاع المبنى. وتوصي الكودات التي تتناول هذه الطرائق بتطبيق عدة أشكال لهذه الحمولات: إما موزعة بشكل منتظم أو مثلثي أو بشكل متناسب مع نمط الاهتزاز الأساسي الأول للمبنى. هذا الفرض يبدو واقعية من أجل المباني قليلة الارتفاع والمباني المنتظمة ذات النمط الأساسي المسيطر بحيث تبدي استجابة كجملة مكافئة وحيدة درجة الحرية وفق شكل نمط الاهتزاز الأساسي، أما من أجل المباني الأعلى ذات الأدوار الأساسية الأكبر والمباني غير المنتظمة فإن عدد من الأنماط الأولى يؤثر في استجابة المبنى وليس النمط الأول فقط، ولا يمكن اعتبار استجابة هذه المباني كاستجابة جملة وحيدة درجة الحرية، وتوزيع الحمولة الجانبية وفق النمط الأول.

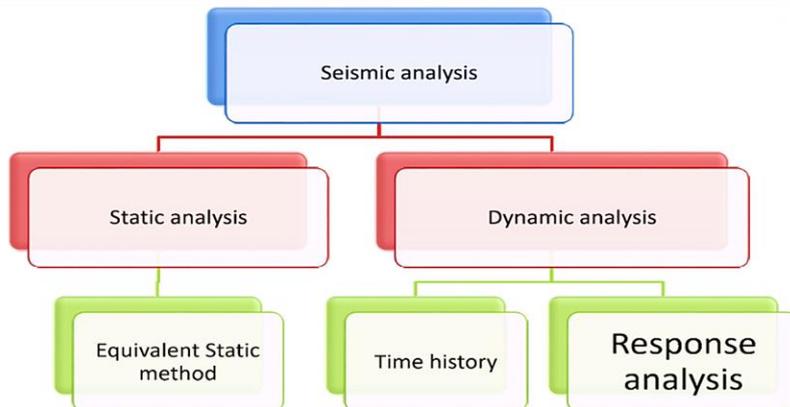
### • الطرق الديناميكية

#### ▪ التحليل الديناميكي الخطي Linear Dynamic Analysis

تكون طرق التحليل الاستاتيكية الخطية مناسبة عندما لا تكون تأثيرات النمط الأعلى مهمة. هذا صحيح بشكل عام للمباني القصيرة والعادية. لذلك، بالنسبة للمباني العالية، أو المباني الغير منتظمة مثلا الالتوائية، أو الأنظمة غير المتعامدة، يلزم إجراء تحليل ديناميكي لا خطي. يتم نمذجة المدخلات الزلزالية باستخدام إما التحليل الطيفي النمطي modal spectral analysis أو تحليل التاريخ الزمني time history analysis ولكن في كلتا الحالتين، يتم تحديد القوى الداخلية المقابلة والتشوهات باستخدام التحليل الخطي المرين. تتمثل ميزة هذه الطرق الديناميكية الخطية فيما يتعلق بالطرق الاستاتيكية الخطية في أنها تهتم في تأثير الأنماط الأعلى على المبنى. ومع ذلك، فهي تستند إلى الاستجابة المرنة الخطية وبالتالي تقل قابلية التطبيق مع زيادة السلوك غير الخطي، والذي يتم تقريبه بواسطة عوامل تقليل المقاومة.

#### ▪ التحليل الديناميكي اللاخطي Nonlinear Dynamic Analysis

يستخدم التحليل الديناميكي غير الخطي مجموعة سجلات الحركة الأرضية مع نموذج هيكلي، وبالتالي يمكن الحصول على نتائج أكثر واقعية في التحليلات الديناميكية غير الخطية، يظهر النموذج الهيكلي الذي يخضع لسجل الحركة الأرضية تقديرات لتشوهات المكونات لكل درجة من درجات الحرية في النموذج ويتم دمج الاستجابات المشروطة باستخدام مخططات مثل الجذر التربيعي SRSS ومجموع المربعات CQC.



## الخطوات الأساسية لعملية التحليل الزلزالي Seismic Analysis Stage

### ● تحديد معامل تصنيف المشغولية (Risk Category)

يتم تحديد هذا المعامل حسب الغرض من المنشأ أو حسب طبيعة مشغولية المنشأ و الاستخدامات المختلفة للمنشأ ويتم تحديده من جدول موجود في الكود (ASCE7-16 Table 1.5-1) وترجمة الجدول للعربية كالتالي:

صنف الإشغال	طبيعة الإشغال والخطورة
I	المباني وكافة المنشآت الأخرى التي تمثل خطورة منخفضة للحياة البشرية في حالة الانهيار والتي تشمل (وليس مقتصرة على ما يلي): الفعاليات الزراعية، وبعض الفعاليات المؤقتة، و تسهيلات التخزين الثانوية.
II	المباني وكافة المنشآت الأخرى باستثناء الواردة في صنف الإشغالات I و II و IV
III	المباني وكافة المنشآت الأخرى التي تمثل خطورة هامة على الحياة البشرية في حالة الانهيار والتي تشمل (وليس مقتصرة على ما يلي): المباني وكافة المنشآت الأخرى التي تكون إشغالاتها الأساسية من تجمع ناس بحمل إشغال يزيد على 250 شخص. المباني وكافة المنشآت الأخرى التي تتضمن تسهيلات تعليم البالغين، مثل الكليات والجامعات بحمل إشغال يزيد عن 500 شخص. المستشفيات والمستوصفات والمراكز الصحية التي لا تمتلك مرافق جراحية أو مرافق معالجة إسعافية. محطات توليد الطاقة، تسهيلات معالجة المياه للماء الصالح للشرب و تسهيلات معالجة مياه الصرف الصحي وباقي تسهيلات النفع العام غير مشمولة في صنف الإشغال IV. المباني وكافة المنشآت الأخرى غير المشمولة والتي تتضمن كميات كافية من المواد السامة والمواد سريعة الانفجار التي تمثل خطورة على الحياة البشرية في حال تحررها.
IV	المباني وكافة المنشآت الأخرى المصممة كمرافق أساسية، متضمنة ولكن ليست محددة بما يلي: المستوصفات والمستشفيات والمراكز الصحية التي تمتلك مرافق جراحية أو مرافق معالجة إسعافية. محطات إطفاء الحريق والإنقاذ وسيارات الإسعاف ومراكز الشرطة ومراتب سيارات الطوارئ. الملاجئ المصممة للزلازل والاعاصير وحالات الطوارئ الأخرى. مراكز مصممة للتخضير للطوارئ ومراكز الاتصالات والعمليات والخدمات الأخرى المطلوبة للاستجابة للطوارئ. محطات توليد الطاقة والمرافق العامة الأخرى المطلوبة كخدمات لمعالجة الطوارئ للمنشآت ذات صنف الإشغال IV. المنشآت ذات المواد عالية السمية. أبراج مراقبة الطيران ومراكز مراقبة الملاحة الجوية ومستودعات الطيران الاحتياطي. المباني والمنشآت الأخرى التي لها وظائف دفاعية وطنية خاصة. خزانات المياه ومنشآت الضخ المطلوبة للحفاظ على ضغط المياه المستعملة في الإطفاء.

### ● تحديد معامل الأهمية للمنشأ (Importance Factor)

وهذا المعامل يعكس مدى أهمية المنشأ بالنسبة للمجتمع ليكون الهدف الأساسي من ذلك هو حماية الناس في حالة حدوث زلزال، وهذا يمكن تفسيره عن طريق مثال مبسط، فيعطي الكود معامل أهمية يساوي (1.25) للمستشفيات، وهذا منطقي جداً، حيث لو حدث زلزال وتهدمت بعض المباني بسببه فإنه سيتم اسعاف الناس الى المستشفيات، فمن غير المعقول أن يتم اسعاف الناس للمستشفيات وهي مهدمة مثل باقي المباني كذلك المنشآت النووية والمحتوية على مواد كيميائية ضارة، فإنه يتم رفع معامل الأمان فيها أكثر من المنشآت العادية. ويتم إيجاد هذا المعامل من جدول في الكود (ASCE 7-16 Table 1.5-2) وذلك بحسب معامل تصنيف المشغولية وهذا الجدول كالتالي:

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads**

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_t$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

• تحديد معامل تصنيف التربة ( Site Class )

أدت الدراسات المستمرة والخبرات المتراكمة العملية للمنشآت وتأثرها بالزلازل الى استنتاج أن درجة تضرر المنشأة وانهيائها يعتمد بدرجة أساسية على نوعية التربة التي تم تشييد المنشأة عليها.

لذا ظهرت الحاجة لعمل تحريات حقلية للتربة قبل البدء بالبناء ليس فقط في المنشآت المقاومة للزلازل وانما تكون الأهمية هنا أكثر مما هو عليه في المنشآت العادية، حيث يكون للتربة الدور الأساسي في تقليل أو تضخيم القوة الزلزالية المؤثرة على المنشأة، ويتم تصنيف التربة حسب خصائصها وتسارع الموجات فيها ومدى مقاومتها للقص ويتم تحديد ذلك من جدول موجود في الكود (ASCE 7-16 Table 20.3-1) وهذا الجدول هو كالتالي:

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft <sup>2</sup>
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft <sup>2</sup>
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft <sup>2</sup>
Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics:			
— Plasticity index $PI > 20$ ,			
— Moisture content $w \geq 40\%$ ,			
— Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft <sup>2</sup>			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>.

يتم تصنيف تربة الموقع وفقا لمعدل خواص الـ 30 متر العلوية من طبقات التربة تحت مستوى التأسيس و ذلك بإجراء ثلاث تجارب:

• معدل سرعة موجة القص في التربة Average Shear Wave Velocity ( $V_s$ ).

• معدل مقاومة الأختراق النظامية الحقلية ومعدل مقاومة الأختراق النظامية لطبقات التربة غير المترابطة.

$\bar{N}$ : Average Field Standard Penetration Resistance and

$N_{ch}$ : Average Standard Penetration Resistance for Cohesionless Soil Layers

• معدل مقاومة القص غير المصرفة للتربة Average Undrained Shear Strength ( $S_u$ ).

ينص كود الأحمال في البند ASCE7-16 Sec.11.4.3 على أنه يسمح باعتماد صنف التربة D عندما تكون مواصفات التربة غير معروفة بتفاصيل كافية، بشرط وجود أي مؤشرات تدل على أن صنف التربة E&F.

• إيجاد البارامترات الزلزالية الخاصة بالهزة الأرضية

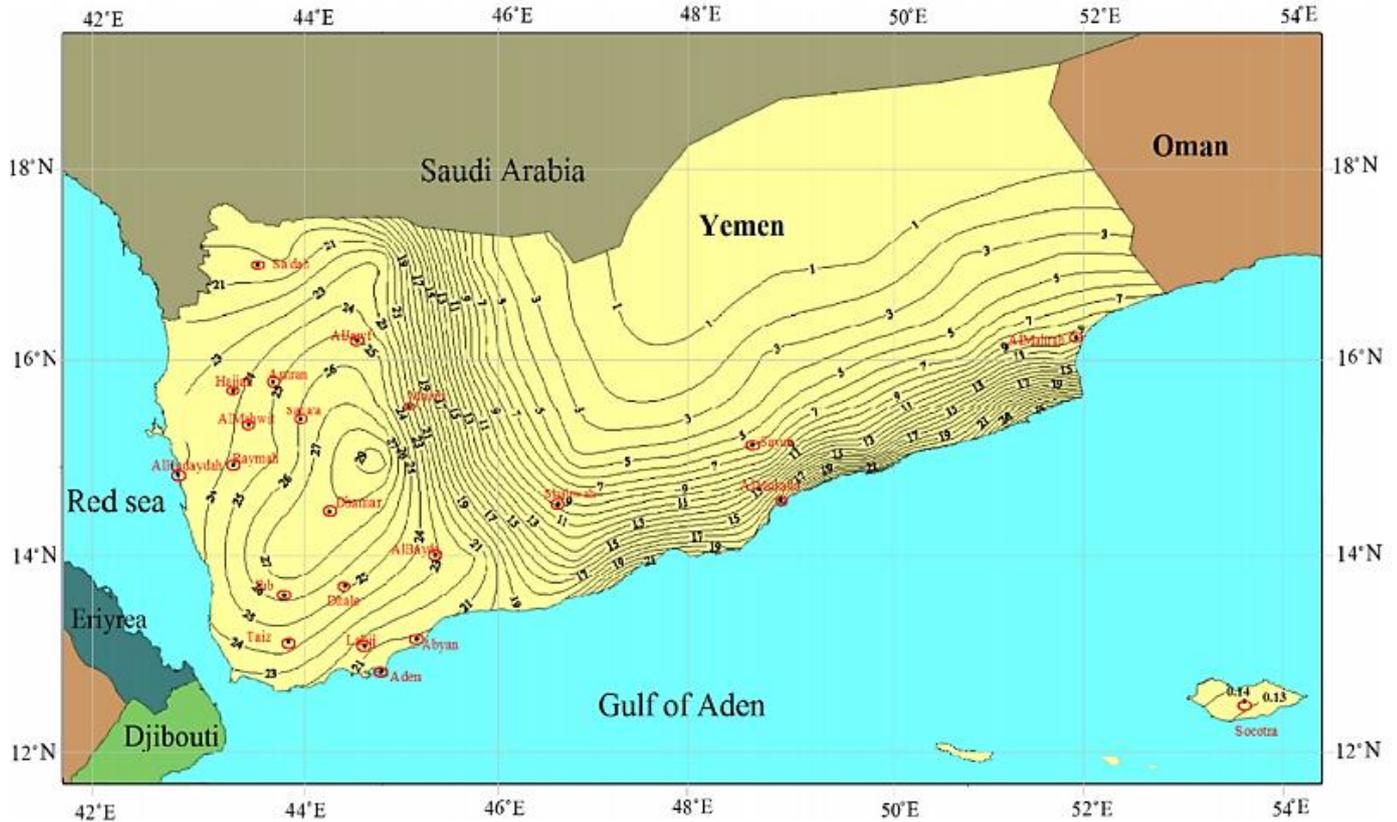
معاملات تسارعات الاستجابة الطيفي S1&Ss

تخصص للمباني أو المنشآت بحسب مواقعها الجغرافية قيمتان للتعجيل الطيفي للحركة الأرضية الزلزالية احدهما عند فترة زمنية قصيرة مقدارها (0.2) من الثانية (Ss)، والقيمة الأخرى عند فترة زمنية طويلة مقدارها ثانية واحدة (S1)، حيث أن S1&Ss مأخوذة عند صنف تربة الموقع (SB) حيث أن هذه التسارعات مقاسة بالنسبة للتسارع الأرضي و (أي أنها نسبة مئوية من g). ويتم ايجادها من خرائط لكل منطقة او يتم الدخول عبر موقع الحكومة الأمريكية والذي يعطي هذه المعلومات عبر الرابط التالي:

[HTTP://Earthquake.USGS.Gov/DEsignMAPS/US/APPLICATION.PHP](http://Earthquake.USGS.Gov/DEsignMAPS/US/APPLICATION.PHP)

يسمح الكود في البند 11.4.2 باعتبار صنف التصميم الزلزالي (SDC) يكون A إذا كان  $S1 = 0.04$  &  $Ss = 0.15$ .

بالنسبة للجمهورية اليمنية فيوجد لها خرائط زلزالية تم تحديدها من قبل الدكتور محمد الريبيدي يمكن من خلالها الحصول على معاملات التسارع الطيفي كما هو موضح بالشكل.



re 17. Maximum considered earthquake ground motion for Yemen of 1 s spectral response acceleration (S1 in %g) (5 percent of critical damping) Site Class B.

تحديد معاملات الموقع Fa&Fv

بما أنه تم تحديد قيم التعجيل الطيفي للحركة الارضية الزلزالية S1&Ss من أجل صنف تربة SB، فلا بد من تعديل هذه القيم حسب صنف تربة موقع المشروع. يتم تعديل قيمة المعامل الزلزالي Ss عن طريق ضربه في معامل الموقع Fa وبنفس الطريقة تعدل قيمة المعامل الزلزالي S1 بواسطة ضربه في معامل الموقع Fv. يتم إيجاد قيمة معامل الموقع Fa من الجدول (11-4-1) بناء على تصنيف تربة الموقع وكذلك قيمة المعامل الزلزالي Ss. بينما يتم إيجاد قيمة معامل الموقع Fv من الجدول (11-4-2) بناء على تصنيف تربة الموقع وكذلك قيمة المعامل الزلزالي S1. الجداول كما هي مرفقة بالأصل.

**Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient,  $F_v$**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period

Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See	See	See	See	See
		Section 11.4.8				
F	See	See	See	See	See	See
	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

**Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient,  $F_a$**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period

Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See	See	See
				Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See	See	See	See	See	See
	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

حساب تسارعات الاستجابة الزلزالية المعدلة SM1&SMS

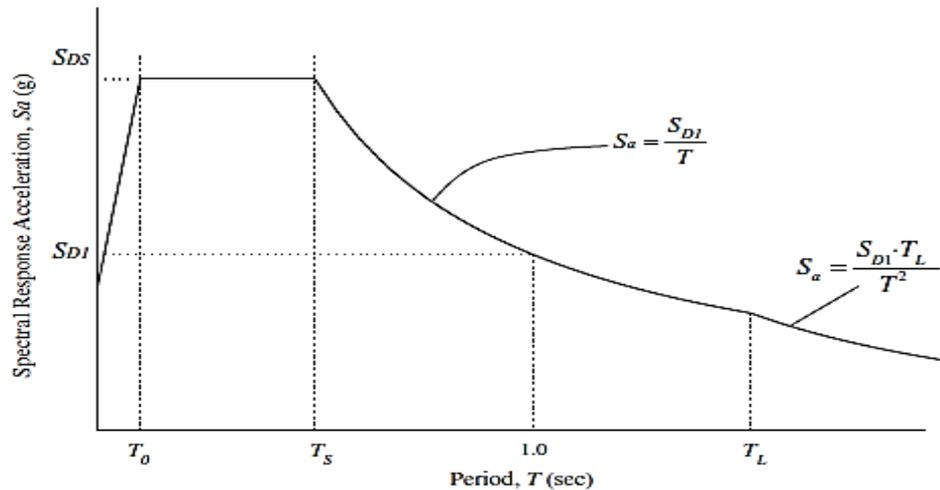
وفقا للكود (ASCE 7-16 sec-11.4.4) فإن قيم التعجيل الطيفي المعدلة SM1&SMS وفقا للموقع تعطى بالعلاقة التالية:

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad S_{MS} = F_a \times S_s$$

حساب تسارعات الاستجابة الطيفية التصميمية SDs&SD1

وفقا للكود (ASCE 7-16 sec-11.4.5) فإن قيم التعجيل الطيفي المعدلة SD1&SDs وفقا للموقع تعطى بالعلاقة التالية:

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$



ومن المخطط في الأعلى نجد أن:

1- For periods less than  $T_0$  ,then  $S_a$  is taken as:

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_0} \right) \quad Eq (11.4.5)$$

1- For periods greater than or equal  $T_0$  and less than or equal to  $T_s$  , which means  $(T_0 \leq T \leq T_s)$  then  $S_a$  is taken as:

$$S_a = S_{D1} \quad Sec 11.4.6.2$$

2- For periods greater than  $T_s$  and less than or equal to  $T_L$  ,which means  $(T_s < T \leq T_L)$  , then  $S_a$  is taken as:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad Eq (11.4.6)$$

3- For periods greater than  $T_L$  ,which means  $T \leq T_L$  then  $S_a$  is:

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad Eq (11.4.7)$$

Where:

$S_{DS}$  is the design spectral response acceleration coefficient for short periods.

$S_D$  is the design spectral response acceleration coefficient for 1 second period.

$T$  is the fundamental Period of the structure (s).

$T_L$  is the long period transition period, there are maps for getting  $T_L$  as in chapter 22 in  $T_L$

ASCE 7-16 , but we can use it as 8 seconds

$$T_s = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (s) \quad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (s)$$

#### • إيجاد التصنيف الزلزالي التصميمي (Seismic Design Category(SDC))

أسس الكود لمفهوم جديد هو أصناف التصميم الزلزالي (SDCs) حيث يتطلب كود التصميم الزلزالي أن يتم تخصيص جميع منشآت الأبنية بصنف تصميم زلزالي محدد. يتم إجراء هذا التخصيص بناء على ثلاثة بارامترات أساسية:

- الشدة المتوقعة للحركة الأرضية الزلزالية.
- تصنيف تربة الموقع.
- عامل أهمية المبنى.

تتراوح أصناف التصميم الزلزالي من A وحتى F. تعتبر هذه الأصناف المفاتيح الأساسية لتحديد متطلبات التصميم لأي بناء أو منشأة. يتم تحديد أصناف التصميم الزلزالي A أو B أو C أو D أو E أو F باستخدام بارامترات الاستجابة التصميمية S1 لدور 1 ثانية و  $S_D$  للدوار القصيرة بالإضافة لصنف الإشغال أو الخطورة. يخصص صنف التصميم الزلزالي A للأبنية المتموضعة على تربة متماسكة (Firm Soil) حيث الحركة الأرضية الأعظمية المتوقعة منخفضة نوعاً ما. تمثل أصناف التصميم الزلزالي B و C و D و E و F المنشآت حيث الحركات الأرضية الزلزالية المتوقعة ذات شدة عالية أو أن الموقع مؤلف من شروط تربة طرية أو المبنى له أهمية عالية.

أصناف التصميم الزلزالي وفقاً للكوود الأمريكي ASCE7-16

- **صنف التصميم الزلزالي A:** يمثل هذا الصنف المنشآت في المناطق حيث الحركات الأرضية المتوقعة هي هزات ثانوية (Minor Ground Motion)، حتى من أجل فترات تكرار زمنية طويلة جداً. من أجل هذه الأبنية يتطلب الكود فقط تأمين جملة مقاومة تامة لنقل الأحمال الجانبية وربط كافة عناصر المنشأة مع بعضها البعض. من أجل تصميم مكونات الجملة المقاومة للأحمال الجانبية يستخدم قص قاعدي تصميمي اسمي مساوي إلى 1 % من وزن المنشأة.
- **صنف التصميم الزلزالي B:** يمثل صنف التصميم الزلزالي هذا المنشأة الواقعة في مناطق حيث الاهتزازات الأرضية المتوقعة مدمرة بشكل متوسط (Moderately Destructive Ground Motion). يجب أن تصمم الأبنية الموسومة بصنف التصميم الزلزالي B على القوى المحسوبة باستخدام بارامترات الاستجابة الزلزالية الخرائطية  $S_s$  و  $S_1$  المحددة في الكود.
- **صنف التصميم الزلزالي C:** يتضمن هذا الصنف المنشآت في المناطق حيث يمكن حدوث هزات أرضية مدمرة بشكل متوسط. يقيد في هذا الصنف استخدام بعض الجمل الإنشائية ويجب على وجه الخصوص تصميم بعض المكونات غير الإنشائية على المقاومة الزلزالية.
- **صنف التصميم الزلزالي D:** ضمن هذا الصنف توجد المنشآت المتموضعة في مناطق من الوارد أن تعاني هزات أرضية مدمرة (Destructive Ground Motion) لكنها ليست متموضعة بشكل قريب جداً من فوالق نشطة رئيسية (Major Active Fault). هناك قيود صارمة على استخدام بعض الجمل الإنشائية ضمن صنف التصميم الزلزالي D، ويجب أن تتم دراسة وتصميم المنشأة غير المنتظمة ضمن هذا الصنف وفقاً لتقنيات وطرق التحليل الديناميكي.
- **أصناف التصميم الزلزالي E و F:** يتضمن التصنيف E المنشأة المتموضعة في مناطق قريبة جداً من فوالق نشطة رئيسية. في حين يحتوي الصنف SDC F على المنشأة ذات صنف الخطورة IV في هذه المناطق. تخصص لأصناف التصميم الزلزالي E أو F قيود صارمة جداً على استخدام الجمل الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية وحالات عدم الانتظام وطرق التصميم بهدف معرفة فيما لو كان المنشأ متوضع في منطقة قريبة جداً من فالق رئيسي نشط، يقوم الكود بالتحقق من قيمة تسارع الاستجابة الطيفي الخرائطي للزلازل MCER عند دور 1 ثانية (SI)، فإذا كانت قيمة S تساوي أو أكبر من 0.75 فعندئذ يمكن اعتبار أن البناء متوضع بالقرب من فالق رئيسي نشط بغض النظر عن الدور الأساسي للبناء. لا يستخدم تسارع الأدوار القصيرة الخرائطي  $S_s$  للتحقق من قرب المنشأة من فالق رئيسي نشط لأن تسارعات الاستجابة عند الأدوار القصيرة لا تميل للتأثر بشروط قرب المصدر، في حين تسارعات الاستجابة عند الأدوار الأطول تتأثر بشكل قوي بالقرب من المصدر الزلزالي.

وهناك جدولين يمكن من خلالهما الحصول على هذا المعامل وهذين الجدولين هما:

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

(ASCE 7-16 TABLES 11.6-1 & 11.6-2)

اختيار النظام الإنشائي المقاوم للقوى الجانبية

يتم اختيار النظام الإنشائي وفقاً للجدول التالي الوارد في الكود.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R <sup>a</sup>	Overstrength Factor, Ω <sub>s</sub> <sup>b</sup>	Deflection Amplification Factor, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Structural System Limitations Including Structural Height, h <sub>x</sub> (ft) Limits <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>									
1. Special reinforced concrete shear walls <sup>f,h</sup>	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls <sup>f</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>
6. Ordinary precast shear walls <sup>f</sup>	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
<b>B. BUILDING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3½	2	3½	NL	NL	35 <sup>f</sup>	35 <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>
4. Special reinforced concrete shear walls <sup>f,h</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls <sup>f</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>
9. Ordinary precast shear walls <sup>f</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	6	NP	NP	160	160	100
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>g</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>g</sup>	14.1	3½	3 <sup>g</sup>	3½	35	35	35	35	35
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>f,h</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite special plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
<b>E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>									
1. Steel special concentrically braced frames <sup>f</sup>	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls <sup>f,h</sup>	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

continues

## • إجراء التحليل الأولي Frist Analysis

بناء على نوعية النظام الإنشائي الذي تم اختياره في الخطوة السابقة، يتم استخراج المعاملات الخاصة به ومن ثم إجراء عملية تحليل مبدئية بواسطة الطريقة المكافئة حتى يتسنى إجراء التحقيقات الزلزالية والحكم بعد ذلك على الطريقة المسموحة لإجراء التحليل والتي ينص عليها الكود.

## توصيات الكود الخاصة بشأن المعاملات المستخرجة من الجدول (12.2-1)

• يُسمح باستخدام أنظمة مقاومة القوة الزلزالية غير الواردة في الجدول بشرط التقدير والموافقة من قبل الهيئات ذات الاختصاص ومراجعة التصميم الإنشائي المستقل لمجموعة مصاحبة من معايير التصميم وإثبات البيانات التحليلية والاختبارية. يجب أن تحدد معايير التصميم أي قيود على استخدام النظام، بما في ذلك فئة التصميم الزلزالي والارتفاع؛ الإجراءات المطلوبة لتصميم مكونات ووصلات النظام؛ التفاصيل المطلوبة وقيم معامل تعديل الاستجابة،  $R$ ؛ عامل المقاومة الزائدة،  $\Omega$ ؛ وعامل تضخيم التشوه. يجب أن تحدد البيانات المقدمة الخصائص الديناميكية غير الخطية للنظام وتوضح أن معايير التصميم تؤدي إلى احتمال حدوث انهيار مشروط بحدوث اهتزاز MCER لا يزيد عن 10% للمنشآت ذات صنف خطورة II. يجب تحديد الاحتمال الشرطي للانهيار بناء على تقييم تحليلي غير خطي للنظام ويجب أن يأخذ في الحسبان مصادر عدم اليقين في جودة معايير التصميم ودقة النمذجة وبيانات الاختبارات المعملية والحركات الأرضية.

• يجب معرفة قيمة  $R$  بالاتجاهين الأفقي والرأسي للمنشأ لأنه قد تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية ليست نفسها بالاتجاهين، خاصة عندما تعتمد جملة إنشائية فيها مساهمة للإطارات بشكل كبير، وهذه الحالة لاحظ مثلاً عندما تكون أبعاد المنشأ في المسقط مختلفة (مسقط مستطيل مثلاً) أي عندما تكون عدد فتحات الإطارات قليلة في أحد الاتجاهات عندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص فقط بالتالي ( $R$ ) صغيرة وقوة قص ( $V$ ) كبيرة، وفي الاتجاه الآخر تكون فتحات الإطارات كثيرة وعندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص مع إطارات بالتالي ( $R$ ) كبيرة وقوة قص ( $V$ ) صغيرة، وهذا يعتمد على الخبرة والحس الهندسي للمهندس الدارس. انظر البند (ASCE 7-16 Section 12.2.3.3) الذي ينص على أنه يجب ألا تكون قيمة معامل تعديل الاستجابة،  $R$  المستخدم للتصميم في الاتجاه قيد الدراسة، أكبر من أقل قيمة لـ  $R$  لأي من الأنظمة المستخدمة في هذا الاتجاه. يجب أن يكون عامل تضخيم التشوه وعامل المقاومة الزائدة متنسفاً مع  $R$  المطلوب في هذا الاتجاه.

• ينص البند (ASCE 7-16 Section 12.2.3.1) عندما يكون للهيكل الإنشائي مجموعة رأسية في نفس الاتجاه  $R$ ,  $Cd$ , and  $\Omega$  يجب تطبيق المتطلبات التالية:

- عندما يكون للنظام السفلي معامل تعديل استجابة منخفض،  $R$  يُسمح باستخدام معاملات التصميم ( $R$ ,  $Cd$ , and  $\Omega$ ) للنظام العلوي لحساب قوى وانزياحات النظام العلوي. ولتصميم النظام السفلي، يجب استخدام معاملات التصميم ( $R$ ,  $Cd$ , and  $\Omega$ ) للنظام السفلي. يجب زيادة القوى المنقولة من النظام العلوي إلى النظام السفلي بضررها في نسبة معامل تعديل الاستجابة الأعلى إلى معامل تعديل الاستجابة الأقل.

- عندما يكون للنظام العلوي معامل تعديل استجابة أقل، يجب استخدام معاملات التصميم ( $R$ ,  $Cd$ , and  $\Omega$ ) للنظام العلوي لكلا النظامين.

مع وجود استثناءات Exceptions:

- هياكل الأسطح لا يزيد ارتفاعها عن طابقين ووزنها عن 10% من إجمالي وزن الهيكل.
- أنظمة هيكلية مدعمة أخرى بوزن يساوي أو أقل من 10% من وزن الهيكل.
- مساكن منفصلة مبنية بإطار خفيف.

## التحقيقات الزلزالية Seismic Checking

## التحقق من الانتظام الأفقي

قد يكون عدم الانتظام في الاتجاه الأفقي أو في الاتجاه الرأسي وهناك جدولين في الكود تتحدث عن مسببات عدم الانتظام في الاتجاهين (Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities)

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities

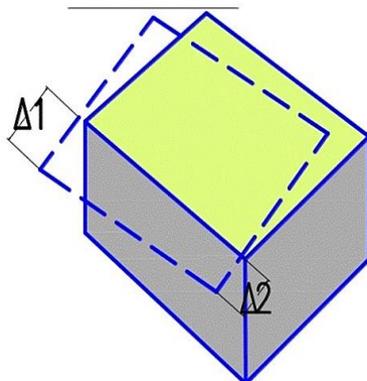
Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.3.4.2 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	E and F D D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

## مفاد هذا الجدول الآتي

في المسقط الأفقي قد يكون عدم الانتظام بسبب الإزاحات أو التغير في الشكل الهندسي أو بسبب انقطاع الدايفرام الموزع للقوى الأفقية ويمكن تلخيص مسببات عدم الانتظام الأفقي على النحو التالي :

## عدم الإنتظام بالفتل Torsional Irregularity وينقسم إلى:

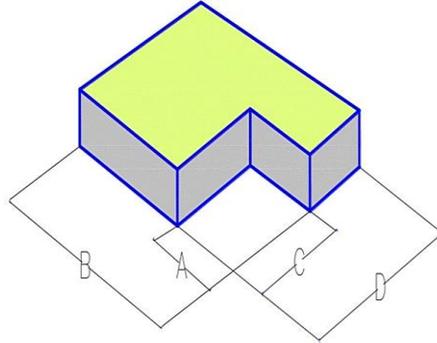
- Type (1a) عدم الانتظام بالفتل(اللي) Torsional Irregularity : في الدايفرام الجاسئة وذلك عندما تتجاوز إزاحة احدى زوايا الدايفرام عن 1.2 مرة من متوسط الإزاحات في كل الزوايا من كل اتجاه .
- Type (1b) عدم الانتظام بالفتل(اللي) المفرط Extreme Torsional Irregularity : في الدايفرام الجاسئة وذلك عندما تتجاوز إزاحة احدى زوايا الدايفرام عن 1.4 مرة من متوسط الإزاحات في كل الزوايا من كل اتجاه .



$$\Delta_1 > 1.2 * \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

## عدم انتظام الشكل الهندسي Reentrant Corner Irregularity

وذلك في حالة وجود زوايا خارجية بسبب حصول بروز للكتل في المسقط الأفقي بحيث يتجاوز البروز 15% من ابعاد المنشأ.



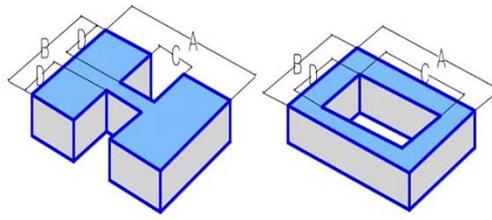
$$A > 0.15 * B$$

or

$$C > 0.15 * D$$

## انقطاع الدايفرام Diaphragm Discontinuity

وذلك في حالة عندما تزيد مساحة الفتحات عن 50% من مساحة المسقط الأفقي للدور كما انه في حالة وجود فارق بنسبة 50% في جساءات الدايفرام المتجاورة فان ذلك يعتبر عدم انتظام كذلك.



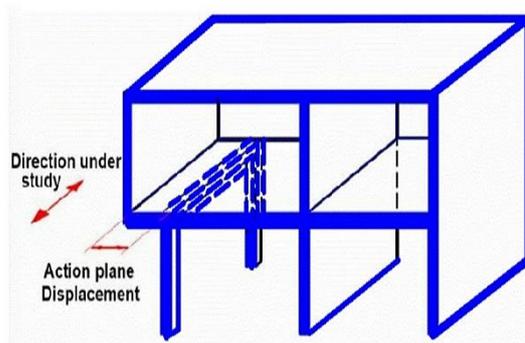
$$C * D > 0.5 * A * B$$

or

$$C * D + C * E > 0.5 * A * B$$

## الترحيل خارج المستوى الاتجاه الرأسي Out-of-Plane Offset Irregularity

وذلك في حالة وجود إزاحة لأحد العناصر الرأسية المقاومة للقوى الجانبية في الاتجاه الأفقي.



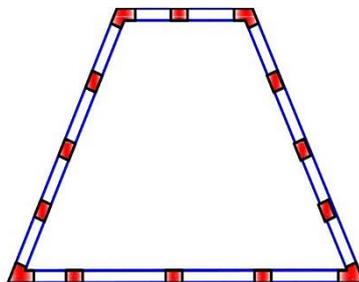
$$A > 0.15 * B$$

or

$$C > 0.15 * D$$

## الأنظمة الغير متوازية Nonparallel System Irregularity

وذلك عندما تكون العناصر الرأسية المقاومة للأحمال الجانبية غير متوازية أو متناظرة حول المحاور.



$$A > 0.15 * B$$

or

$$C > 0.15 * D$$

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

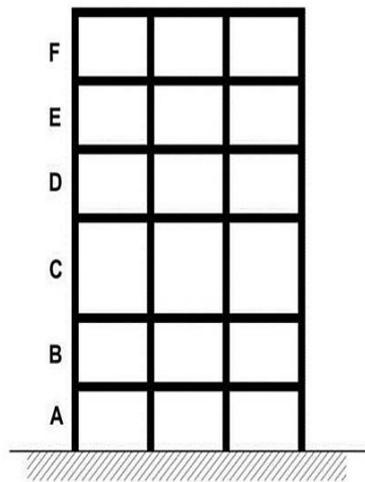
Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

**مفاد هذا الجدول الآتي**

عدم الانتظام الرأسي قد يحدث عدم الانتظام الرأسي بسبب التغيرات في الصلابة أو الوزن أو الشكل الهندسي أو الانقطاع ويمكن تلخيص مسببات عدم الانتظام الرأسي في الآتي:

**عدم انتظام القساوة Stiffness-Soft Story Irregularity وينقسم إلى:**

- Type (1a) عدم انتظام القساوة (الطابق اللدن) Stiffness-Soft Story Irregularity: حيث يعتبر الطابق لئناً إذا كانت صلابته أقل من 70% من الطابق الذي يعلوه أو أقل من 80% من متوسط صلابة ثلاثة طوابق أعلاه .
- Type (1b) عدم انتظام القساوة المفرطة (الطابق اللدن المفرط) Stiffness-Soft Story Irregularity حيث يعتبر الطابق لئناً إذا كانت صلابته أقل من 60% من الطابق الذي يعلوه أو أقل من 70% من متوسط صلابة ثلاثة طوابق أعلاه.



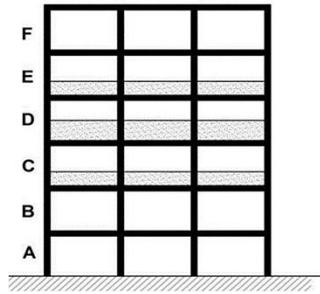
$$K_C < 0.7 * K_D$$

or

$$K_C < 0.8 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$$

### عدم انتظام الوزن أو الكتلة Weight (Mass) Irregularity

وذلك في حالة إذا كان هناك فرق مقداره 150% في وزن الأرضيات المجاورة ويستثنى من ذلك سقف الطابق الأخير كونه خفيف.



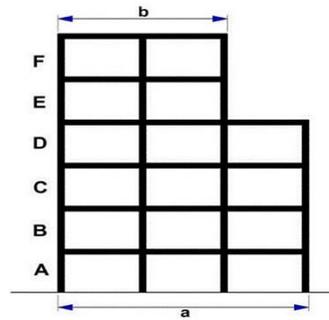
$$W_D > 1.5 * W_E$$

or

$$W_D > 1.5 * W_C$$

### عدم انتظام هندسي عمودي Vertical Geometric Irregularity

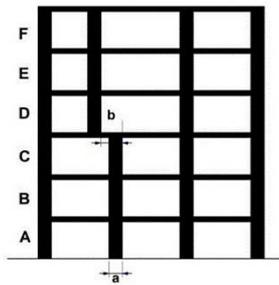
وذلك في حالة وجود فرق مقداره 130% في الأبعاد الأفقية لنظام القوى الجانبية بين الأدوار المتعاقبة.



$$a > 1.3 * b$$

### الإنقطاع في المستوى في العناصر الرأسية المقاومة للقوى الجانبية In-Plane Discontinuity in a Vertical Lateral Force-Resisting Element

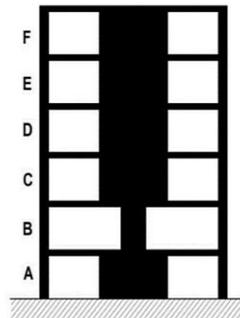
وذلك في حالة وجود ترحيل في المستوى للعنصر في الاتجاه الرأسي يساوي طول ذلك العنصر.



$$b > a$$

الطابق الضعيف Weak Story وينقسم إلى:

- Type (5a) الطابق الضعيف Weak Story وذلك إذا كانت مقاومة الطابق للقوى الجانبية أقل من 80% من مقاومة الطابق الذي يعلوه.
- Type (5b) الطابق الضعيف Weak Story وذلك إذا كانت مقاومة الطابق للقوى الجانبية أقل من 65% من مقاومة الطابق الذي يعلوه.



$$\text{Strength}_B < 0.8 * \text{Strength}_C$$

• تحديد طريقة التحليل الزلزالي

بناء على التحقيقات الواردة فيما سبق يتم تحديد طريقة التحليل الزلزالي وفقاً لما ورد في الكود.

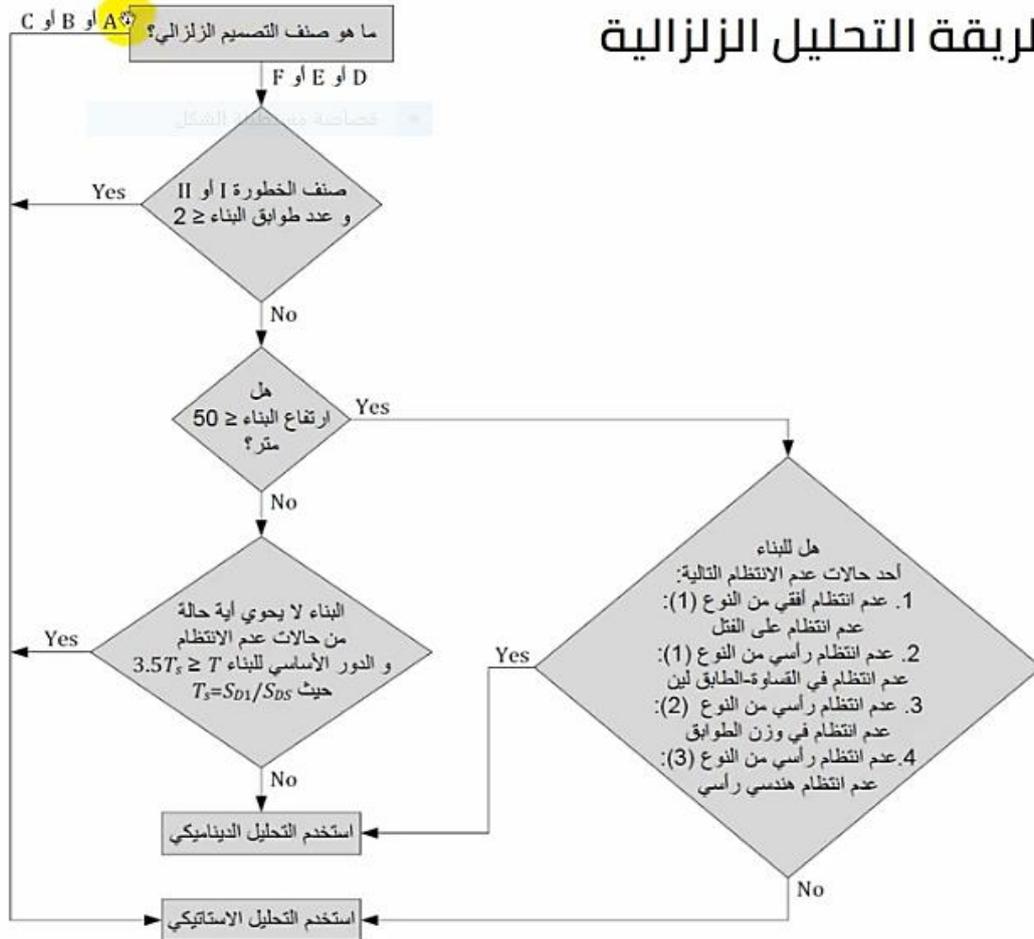
Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 <sup>a</sup>	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 <sup>a</sup>	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 <sup>a</sup>
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

<sup>a</sup>P: Permitted; NP: Not Permitted;  $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ .

ويمكن تلخيص الخطوات السابقة بالشكل الموضح.

## اختيار طريقة التحليل الزلزالية

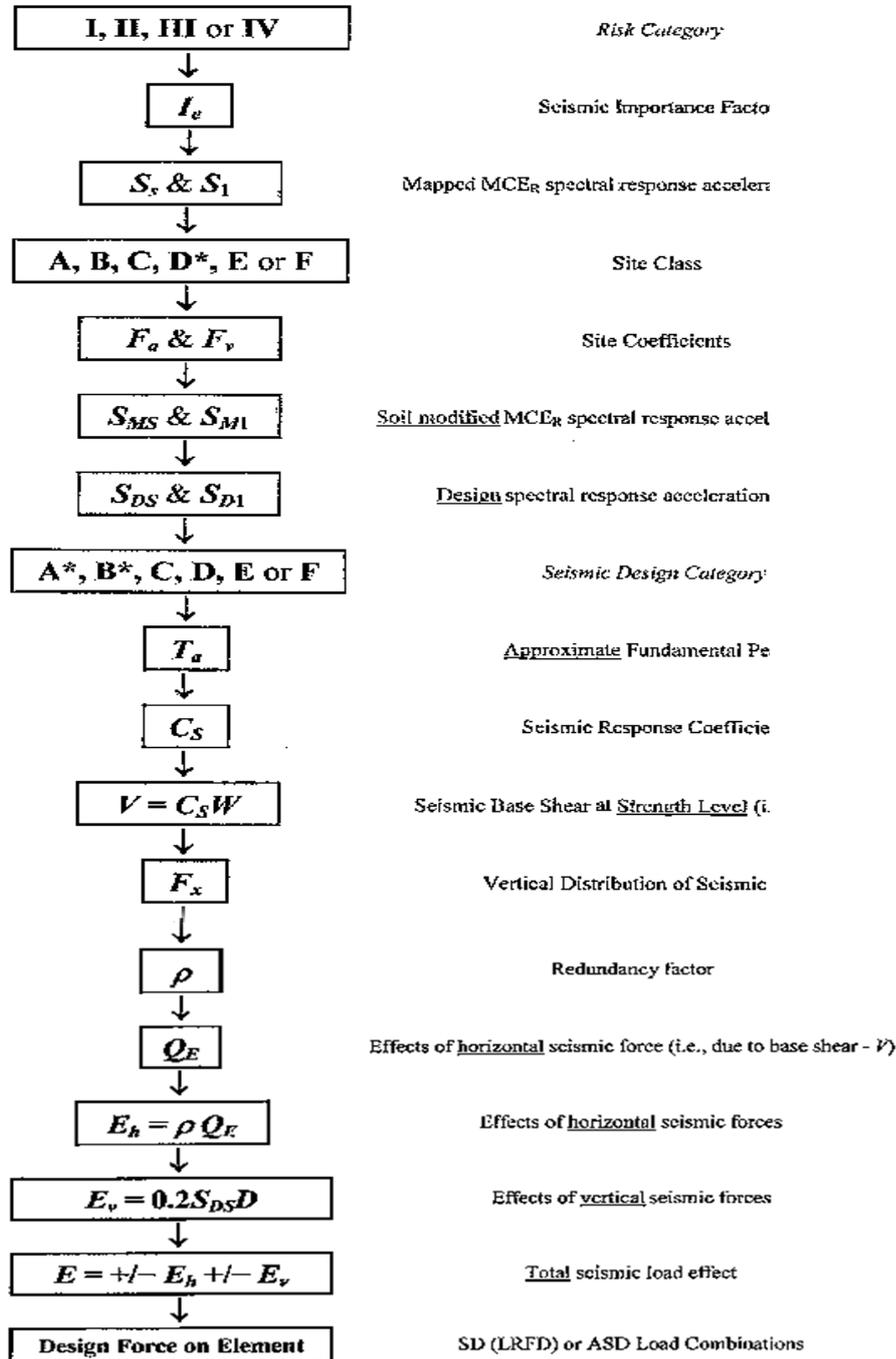


بعد تحديد الطريقة المستخدمة للتحليل يتم اتباع الخطوات التالية الخاصة بكل طريقة.

## الطريقة الإستاتيكية المكافئة (ELF) Equivalent Lateral Force Method

وتتلخص هذه الطريقة بالشكل الموضح:

### 5.3 Equivalent Lateral Force Procedure Overview



تعطي الطريقة الاستاتيكية المكافئة قوة مكافئة تعبر عن تأثير الزلزال على المنشآت أثناء حدوثه، وهي تكافئ الاستجابة الديناميكية للمنشأ عند حصول الزلزال ولكن يتم إيجاد تأثير الأحمال الزلزالية في هذه الطريقة بالطرق الاستاتيكية، لا يتطلب هذا الإجراء تحليلاً ديناميكياً، ومع ذلك، فهو يفسر ديناميكية المنشأ بطريقة تقريبية. الطريقة الاستاتيكية هي أبسط طريقة - فهي تتطلب جهوداً حسابية أقل.

خطوات التحليل الزلزالي بالطريقة الإستاتيكية (ELF-M)

حساب وزن المنشأ (Effective Seismic Weight of the Structure) (ASCE 7-16 sec 12.7.2)

الحمل الزلزالي (W) يساوي الحمل الميت الكلي بالإضافة لنسب تطبق من الأحمال الأخرى المصنفة كما يلي:

- حمال المستودعات والمخازن والتي تعتبر احمال حية شبة دائمة لذا تؤخذ نسبة دنيا منها لا تقل عن 25%.
- في حالة وجود أحمال قواطع فانه عند تصميم الطوابق يؤخذ حمل لا يقل عن (0.48 KN/m2).
- احمال الثلوج عندما تتجاوز (1.44 KN/m2) فإنه يتم أخذ (80%) من قيمتها وذلك حسب طبيعة الموقع والشكل ومدة التحميل والموصفات الخاصة لذلك.

حساب الفترة الأساسية التقريبية للمنشأ

Ta Calculate the Approximate Fundamental Period of the structure (ASCE 7-16 sec. 12.8.2.1)

وهذا الزمن يعتمد على ارتفاع المنشأ وكذلك على نوع المنشأ

$$T_a = C_t \times h^x \quad (ASCE 7 - 16 Equ. 12.8.2.1)$$

(Ct & x) معاملات تعتمد على نوع النظام الإنشائي للمنشأ، ويتم استخراجهم من الجدول التالي.

حساب أقصى زمن دور للمنشأ

Calculate the Upper Limit of Calculated Period T<sub>max</sub> (ASCE 7-16 sec. 12.8.2)

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C<sub>t</sub> and x

Structure Type	C <sub>t</sub>	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

معامل يتم ايجاده من جدول بدلالة SD1 (Cu)

$$T_{max} = C_u T_a$$

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S <sub>D1</sub>	Coefficient C <sub>u</sub>
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

▪ حساب الدور الأساسي للمنشأ Fundamental (Computed) Period

يتم حساب الدور الأساسي للمنشأ عن طريق إجراء التحليل الدقيق بواسطة الأنماط وتحقيق إشتراطات الكود فيما يختص بدور المنشأ كما هو موضح بالشكل.

Summary of Period Values to Be Used in Calculations

Situation	Period T to Be Used in Strength Calculations	Period T to Be Used in Drift Calculations
$T_{computed} \leq T_a$	$T_a$	$T_a$
$T_a < T_{computed} < C_u T_a$	$T_{computed}$	$T_{computed}$
$T_{computed} \geq C_u T_a$	$C_u T_a$	$T_{computed}$

▪ حساب قوة القص القاعدي Shear base (V)

$$V_{base} = C_s \times W$$

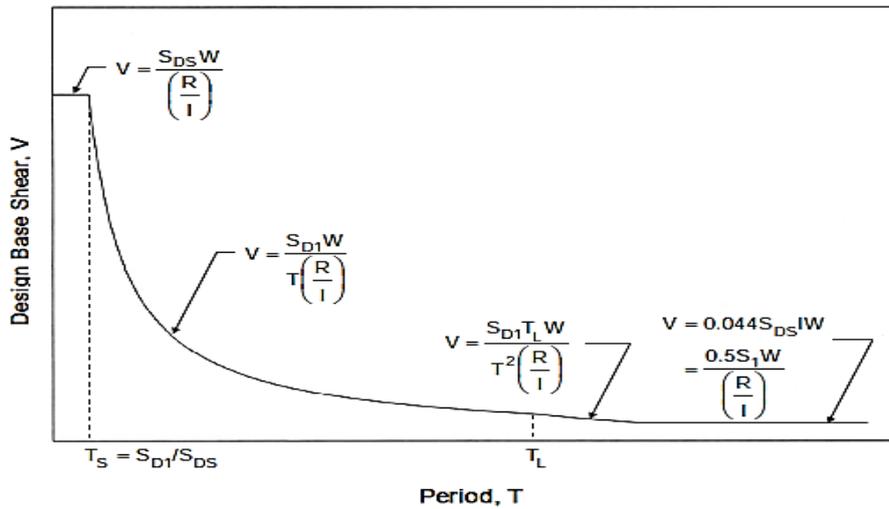


Figure 6.2 Design Response Spectrum According to the Equivalent Lateral Force

▪ حساب معامل الاستجابة الزلزالي (C<sub>s</sub>) Calculation of seismic response Coefficient

$$C_s = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{s \max} = S_{Ds} \left( \frac{I_e}{R} \right) \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{S_{D1}}{T} \left( \frac{I_e}{R} \right) \quad \text{For } T \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \left( \frac{I_e}{R} \right) \quad \text{For } T > T_L \end{array} \right. \\ C_{s \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.044 S_{Ds} I_e \\ 0.01 \\ 0.5 S_1 \left( \frac{I_e}{R} \right) \quad \text{For } S_1 \geq 0.6 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

حساب التوزيع العمودي للقوى الزلزالية

Calculation the Vertical Distribution of Seismic Forces (ASCE 7-16 sec. 12.8.3)

بعد معرفة قيمة القص القاعدي تكون الخطوة التالية لذلك هي توزيع قيمة هذا القص على الأدوار وفق الإزاحة التي تحصل في كل دور نتيجة تأثير هذا الزلزال. ووفقاً لذلك فإنه يتكون لنا شكل استاتيكي تقريبي وفق هذه الطريقة المستخدمة ويكون على شكل مثلث قاعدته بالأعلى، أي أن أعلى قيمة له تكون بالأعلى وذلك وفقاً للإزاحات كما هو موضح بالشكل ادناه.

ويتم حساب القوة الزلزالية الجانبية المؤثرة في أي مستوى من المعادلة:

$$F_x = C_{vx}V \quad (\text{ASCE 7-16 Equ 12.8-11})$$

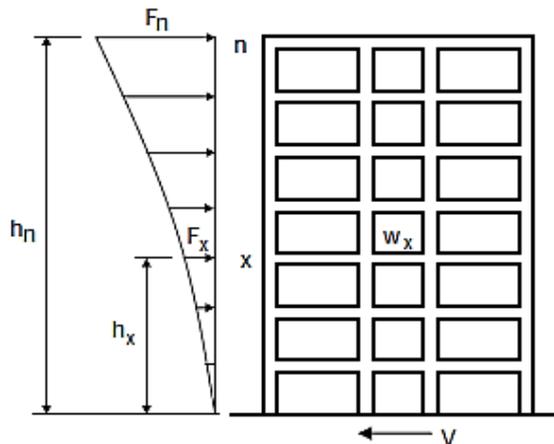
$$C_{vx} = \left( \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \quad (\text{ASCE 7-16 Equ 12.8-11})$$

- $C_{vx}$  is the vertical distribution factor
- $V$  is the total lateral force at the base of the structure (KN)
- $W_x$  and  $W_i$  are the portion of the total effective seismic weight of the structure ( $W$ ) located or assigned level  $x$  or  $i$
- $h_x$  and  $h_i$  are the from the base of the structure to the level  $x$  or  $i$  (m)
- $K$  is an exponent related to the structure period as follow:

$$\leq 0.5 \quad K = 1 \quad \text{for}$$

$$\geq 2.5 \quad K = 2 \quad \text{for}$$

For a structure having a period between 0.5 and 2.5 s ,  $k$  shall be determined by linear by interpolation between 1 and 2



▪ حساب التوزيع الأفقي للقوى الزلزالية ( قص الطابق التصميمي الزلزالي في أي طابق  $V_x$  )

(ASCE 7-16 sec. 12.8.4) Calculate the Horizontal Distribution of Seismic Forces

$$V_x = \frac{F_x}{\sum K_j} \times K_i$$

( $V_x$ ): عبارة عن قوة القص على الإطار

( $F_x$ ): عبارة عن قوة القص الطائفي

ويتم توزيع القص الطائفي التصميمي على العناصر الإنشائية الراسية وفقاً لجسائها في الاتجاه المدروس وبما يتوافق مع التحليل الإنشائي للبناء، على أن يؤخذ في الحسبان جساءة الديفرام (البلاطة) وبشرط أن انهيارها لا يضعف قابلية جمل مقاومة الدفع الأفقي لتحمل الأحمال الرأسية والجانبية.

• **التحقيقات الزلزالية الخاصة بالطريقة الإستاتيكية**

بعد إجراء عملية التحليل باستخدام الطريقة الإستاتيكية يتم بعد ذلك التأكد من التحقيقات التالية:

▪ **عدم الإنتظام بالفتل Torsional Irregularity**

زيادة الإزاحة الطارئة عن المقدار المسموح به تسبب عزوم فتل على الطوابق والتي بدورها تؤثر على قوى القص الطابقية وتزيد من قوى القص على العناصر الإنشائية المساهمة في مقاومة القوى الجانبية ولذلك إذا لم يتحقق الشرط الخاص بانتظام الفتل فإنه يتم إجراء الحسابات التالية.

حساب عامل تكبير الازاحة الطارئة

Calculate the Torsional Amplification Factor  $A_x$  (ASCE 7-16 sec 12.8.4.3)

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{ave}} \right)^2 \quad (\text{ASCE 7-16 Equ. 12.8.15})$$

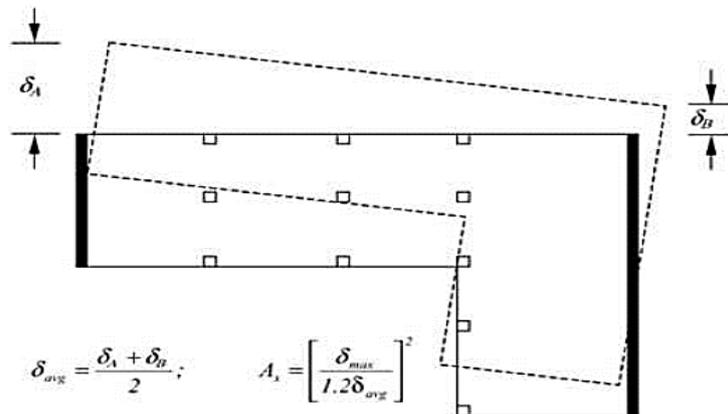
$\delta_{max}$  الازاحة العظمى في المنشأ عند المستوى (X)

$\delta_{ave}$  معدل الازاحات للنقاط الأبعد في المنشأ عند المستوى (X)

كما يجب أن لايزيد هذا المعامل عن 3.0 وألا يقل عن 1.0 وفي حالة إذا قل عن 1.0 فهذا يعني أنه لا توجد الحاجة لتكبير الازاحة الطارئة

$$3.0 \leq A_x \leq 1.0$$

وبعد حساب قيم  $A_x$  يتم إضافة هذه القيمة الى قيمة الامركية الطارئة.



■ التحقق من الانقلاب (Check of Overturning)

يعطي الكود المستخدم (ASCE 7-16 Sec. 12.8.5) أن أي منشأة يجب أن تصمم بحيث تقاوم تأثيرات الانقلاب التي تسببها القوى الجانبية الناتجة عن الحركة الزلزالية والتي قد تم حسابها مسبقاً فعند أي مستوى عزم الانقلاب الناتج عن القوة الأفقية  $F_x$  يجب أن يتم مقاومته عن طريق الأخذ بالاعتبار القوى والأوزان الرأسية المقاومة له ويتم حساب عزوم الانقلاب التي تؤثر على المنشأ من خلال المعادلة التالية :

$$M_{overturning} = \sum_{i=1}^n F_i * h_i$$

حيث أن:

$F_i$  : القوة الزلزالية المطبقة في المنسوب (i)

$h_i$  : الارتفاع الذي تؤثر عنده القوة ( $F_i$ ) من القاعدة

ويتم التحقق من أن المنشأة مقاومة للانقلاب إذا كانت النسبة بين العزوم المسببة للانقلاب على العزوم المقاومة اقل من أو يساوي 1.5 أي إذا تحقق الشرط التالي:

$$F.S = \frac{M_{resisting}}{M_{overturning}} \geq 1.5$$

يتم تخفيض العزم المقاوم وفقاً للمعادلة

$$\frac{0.437M_{resisting}}{0.7M_{overturning}} \geq 1.5$$

التحقق من الإزاحات الطابقية (Story Drift)

يبين الكود في الفقرة 12.8.6 على أن الإزاحات الناتجة من عملية التحليل هي عبارة عن إزاحات مرنة ولذلك لا بد من ضرب الإزاحة الناتجة من عملية التحليل بالمعامل Cd للحصول على الإزاحات بعد دخول المنشأ المرحلة اللدنة.

يقصد بالإزاحة الطابقية الفرق بين إزاحات الطوابق المتتالية عند مراكز كتل هذه الطوابق ويتم حساب الإزاحة الطابقية لعدة أسباب أهمها:

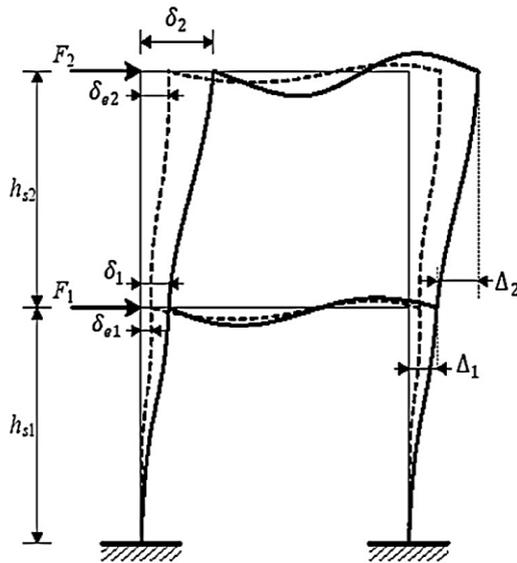
- يؤدي الانتقال الكبير في الطوابق العليا الى تأثيرات نفسية كبيرة على القاطنين حيث يزداد هذا الأمر سواءً بالنسبة للمنشآت العالية، لذلك فإن الكود المستخدم يكون أكثر صرامة كلما زاد ارتفاع المبنى.
- قد يؤدي هذا الانتقال الى انهيار جزئي أو كلي للعناصر المعمارية، مثل تكسر الزجاج في النوافذ وتضرر الحوائط الخارجية، وانهيار القواطع والأسقف المعلقة كالدكتور وقد تنهار السلالم والمصاعد خاصة إذا لم تكن محاطة بعناصر رأسية تحميها من حدوث ذلك. لذا نلاحظ أن الكثير من الكتب والمرجعيات الأساسية تتطلب وضع جدران القص بشكل فراغي على المصاعد والسلالم كلما أمكن ذلك.
- لكل فعل رد فعل، فالإزاحات الكبيرة تنشأ عنها قوى وعزوم ثانوية كبيرة في المبنى، وهذا ما يسمى في التحليل بتأثيرات الدرجة الثانية أو السلوك اللاخطي في المنشآت.
- عند حساب الانتقالات والإزاحات في المنشأ تُؤخذ قيمة R النهائية المعتمدة بعد معرفة نسبة مساهمة الإطارات وبحسب نوع الجملة الإنشائية المستخدمة.
- إذا كان المنشأ المدروس يتطلب تحليل ديناميكي فيجب التأكد من قيم الإزاحات مرة أخرى على أساس نتائج التحليل الديناميكي ويتم حساب الإزاحة الطابقية بأخذ الفرق بين الإزاحات اللدنة للأدوار ويتم حساب الإزاحات اللدنة (الغير مرنة) من خلال العلاقة التالية:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

ASCE 7-10 Eq (12.8-15)

Cd عامل تضخيم الانتقال

δ<sub>xe</sub>: الانتقال المرن للنقطة المطلوبة الناتجة من التحليل المرن



المستوى الطابقى x

F<sub>x</sub>: القوة الزلزالية التصميمية عند مستوى المقاومة.  
F<sub>x</sub>: Strength-level design earthquake force.

δ<sub>ex</sub>: الانتقال المرن المحسوب تحت تأثير القوى الزلزالية التصميمية عند مستوى المقاومة.  
δ<sub>ex</sub>: Elastic displacement computed under strength-level design earthquake forces.

δ<sub>x</sub>: الانتقال المضخم.  
δ<sub>x</sub> = Cd δ<sub>ex</sub>/I<sub>e</sub>: Amplified displacement.

Δ<sub>x</sub>: الانزياح الطابقى.

Δ<sub>x</sub>: Story Drift.

$$\Delta_x = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1}) C_d / I_e \leq \Delta_a$$

Δ<sub>x</sub>/h<sub>sx</sub>: Story Drift Ratio نسبة الانزياح الطابقى  
δ<sub>x</sub>: Total Displacement الانتقال الكلى

كما انه يجب حساب الإزاحات الطابقية من تراكيب الأحمال المصعدة وليس تراكيب الأحمال التشغيلية كما ورد في الكود.

بعد حساب الإزاحة الطابقية لكل دور فإنه لا بد من مقارنتها بالقيمة المسموح بها للإزاحة الطابقية والتي يتم الحصول عليها من جدول موجود في الكود (ASCE 7-16 Table 12.12-1) بدلالة نوعية النظام الإنشائي للمبنى وهذا الجدول موضح أدناه:

ومن هذا الجدول نجد ان قيمة الإزاحة الطابقية المسموح بها للمنشاء هي:

$$\Delta_{all} = 0.02 \times h_{sx} \text{ for Risk Category II}$$

$h_{sx}$  : عبارة عن ارتفاع الطابق

Table 12.12-1 Allowable Story Drift,  $\Delta_s^{a,b}$

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

التحقق من إدخال أو إهمال تأثير P-Delta Effects

هذه التأثيرات تعرف بالتأثيرات الثانوية الناتجة عن الإزاحات الأفقية والتي تحصل في طوابق المنشاء وهذه الإزاحات تولد قوى وعزوم إضافية على العناصر الإنشائية لم تؤخذ في الحسبان أثناء التصميم الإنشائي وهذه القوى والعزوم الإضافية تعرف بالتأثيرات الثانوية أو ما يعرف ب P-Delta Effects.

يتم حساب تأثيرات P-delta باستخدام القوى الزلزالية على مستوى التصميم وحالات الإزاحة المرنة المحددة وفقاً لـ ASCE 7 القسم 12.8.1 باستثناء معادلة ( 12.8-5 ) ASCE 7 . يرجع تأثير P-delta في طابق معين إلى العزوم الثانوية، الناتجة عن لامركزية أحمال الجاذبية فوق ذلك الطابق. يتم تعريف العزم الثانوي على أنه ناتج إجمالي الحمل الميئة، والحمل الحي، وحمل الثلج فوق الطابق مضروباً في الانزياح المرن لذلك الطابق. تُعرف العزوم الأساسية بأنها القص الزلزالي في الطابق مضروباً في ارتفاع الطابق. في تحديد الإزاحات لتأثيرات P-delta ، لا ينطبق الحد الأعلى الذي يفرضها البند 12.8.2 على الفترة المحسوبة.

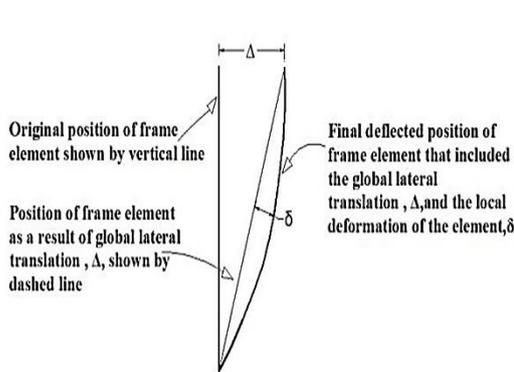
ويتم أخذ هذه التأثيرات بعين الاعتبار عندما تكون الأزاحات المتولدة على الطوابق كبيرة جداً أي عندما تكون نسبة العزوم الثانوية إلى العزوم الرئيسية لأي طابق أكبر من (0.1) ويعبر عن هذه النسبة بالعلاقة التالية:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_x C_d} \quad \text{ASCE 7 - 16 Equ (12.8 - 16)}$$

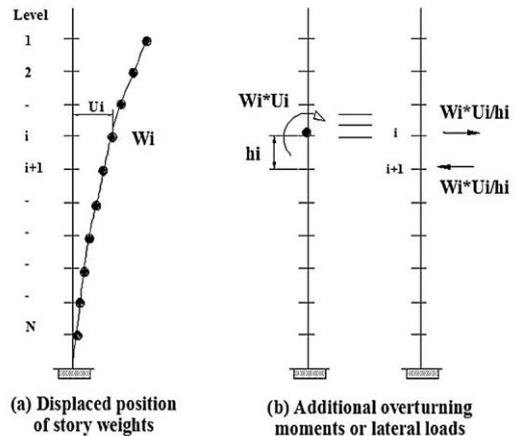
- $P_x$  is the total design vertical load at and above level x
- $\Delta$  is the design story drift ,  $I_e$  is the importance factor
- $V_x$  is the seismic shear force acting between level x and x-1
- $h_x$  is the story height below level x ,  $C_d$  is the deflection amplification factor

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{ASCE 7 - 16 Equ (12.8 - 17)} \quad \text{ويجب الاتزيد عن القيمة التالية}$$

is the ratio of shear demand to shear capacity for the story between Levels x and x-1. This ratio  $\beta$  permitted to be taken as 1.0 conservatively.



الشكل (17-4): تأثيرات الأفعال من الدرجة الثانية (P-Δ).



Overturning Loads Due to Translation of Story Weight

الشكل (18-4): الأفعال الإضافية الناتجة بتأثير الأحمال الشاقولية.

## طريقة التحليل الديناميكي بطيف الاستجابة Modal Response Spectrum Analysis Method

تحليل طيف الاستجابة من طرق التحليل الديناميكي عبر نموذج رياضي خطي للمنشأ لتحديد أعلى التسارعات والقوى والازاحات بالاعتماد على طيف الاستجابة بسبب الهزات الأرضية والمتمثلة بطيف الاستجابة التصميمي

أن طريقة تحليل طيف الاستجابة فهي عبارة عن مجموعة من عمليات التحليل الستاتيكي تجرى بعد إيجاد الخواص الديناميكية للجملة. تتلخص بإجراء تحليل ستاتيكي للجملة من أجل كل نمط اهتزاز بإخضاعها للقوى الخارجية خطوات التحليل باستخدام طريقة طيف الاستجابة النمطية.

ينبغي أن يمثل النموذج الرياضي للمنشأ التوزيع الفراغي للكتل التي يشتمل عليها وجساءة كل منها. للمنشآت المنتظمة التي تحتوي على انظمة مستقلة متعامدة لمقاومة القوة الزلزالية، يفترض أن تنشأ نماذج مستقلة ثنائية الأبعاد لتمثل كل نظام. أما للمنشآت غير المنتظمة أو المنشآت بدون أنظمة ذات استقلالية متعامدة، فينبغي أن يتضمن كل مستو في المنشأ نموذج ثلاثي الأبعاد يولف ثلث درجات من الحرية الديناميكية تتألف من الانتقال في اتجاهين متعامدين في المسقط ودوران حول المحور العمودي.

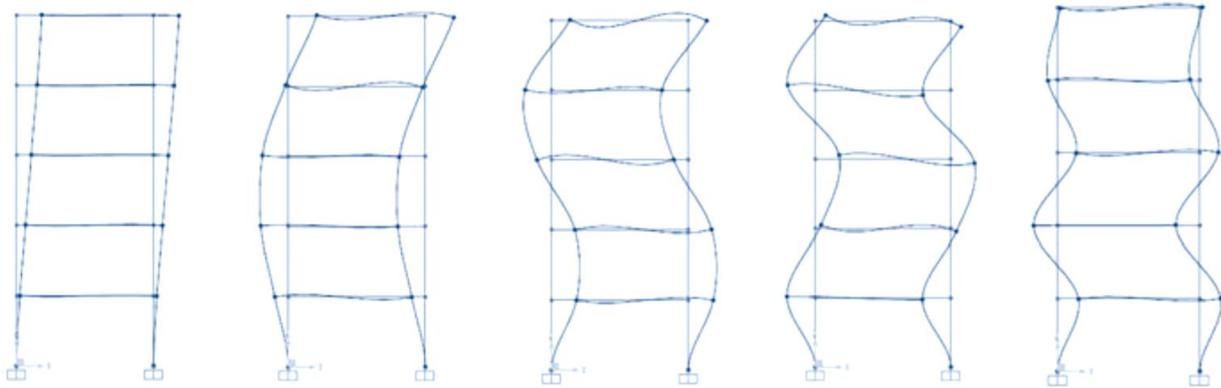
وتكون الحواجز عندها غير صلدة مقارنة مع العناصر العمودية من النظام المقاوم للقوى الأفقية، ينبغي أن يتضمن النموذج تمثيل مرونة الحواجز ودرجات من الحرية الديناميكية كذلك المطلوبة لحساب مساهمة الحواجز في المنشآت ذات الاستجابة الديناميكية. بالإضافة إلى أن النموذج ينبغي أن يتحقق فيه الشرطان التاليان:

خواص الجساءة للعناصر الخرسانية المسلحة والبنائية ستأخذ في الحسبان تأثير المقاطع (Cracked Section) المتشققة لنظم الهياكل الفولاذية المقاومة للعزوم، يجب أن تؤخذ في الحسابات مساهمة تشوهات منطقة اللوح عند احتساب إزاحة الطابق الكلية.

### • أنماط الاهتزاز Modes

ينبغي أن يتضمن أي تحليل إيجاد أطوار الاهتزازات الطبيعية للمنشأ، متضمنة فترة كل طور، وامتجه شكل الطور  $\rho$ ، ومعامل المساهمة الطوري، وكتلة النموذج.

وينبغي أن يتضمن التحليل عدداً كافياً من الأطوار لاستحصال تجميع مساهمة أطوار الكتلة مقداره يساوي على الأقل 90% من الكتلة الحقيقية في كل الاتجاهين المتعامدين.



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Mode 4

Mode 5

بعض اشكال الأنماط

خطوات تحليل طيف الاستجابة

- الحصول على طيف الاستجابة التصميمية وفقاً للكود المستخدم وبالنسبة للكود الأمريكي ASCE 7-16
- حساب الوزن الزلزالي للمنشأ والوزن الزلزالي لكل طابق.
- تحليل أنماط الاهتزاز والحصول على قيم كلا من التردد الطبيعي والدور الطبيعي لكل نمط وقيم الازاحات لكل طابق ولكل نمط اهتزاز.
- حساب قوى القص الطابقية لكل طابق والقص القاعدي

القيم التصميمية Design Values

القيمة التصميمية للقص المصاحب لكل طور في القاعدة , وكل من قيم القص للطابق والعزم والازاحة والانحراف لكل مستوى يجب ايجادها من تجميع قيمها المصاحبة لكل طور المستحصلة من كل طور، إن عملية التجميع هذه تتحقق إما بأخذ الجذر التربيعي لمجموع مربعات كل قيمة مصاحبة لكل طور، أو باتباع طريقة التجميع الرباعي الكلي Complete :CQC Quadratic Combination عندما يتبين من الحسابات التي تجرى باستعمال فترات متقاربة لكل من اطوار اللي والأطوار الانتقالية، وجود تقارب كبير بين نتائج هذه الاطوار.

التحقيقات الزلزالية الخاصة بالطريقة الديناميكية

التأكد من عدد الأنماط

يتم التحقق من أن الأنماط المستخدمة لعملية التحليل تكون نسبة مشاركة الكتلة فيها لا تقل عن 90 % كما ورد في الكود في البند 12.9.1.1.

التأكد من حدود قوة القص (المعيرة)

تسبب قص القاعدة الاساس باتباع طريقة القوة الجانبية المكافئة لأغراض حسابية، ينبغي أن لا تتجاوز الفترة الأساسية بحسب للمنشأ ( T ) بالثنائي، معامل الحد الاعلى للفترة المحسوبة (C<sub>u</sub>) مضروباً في الفترة الأساسية التقريبية للمنشأ (T<sub>a</sub>). عندما تكون القيمة التصميمية للقص في القاعدة الاساس للنموذج اقل من 100% من قص القاعدة المحسوب باتباع طريقة القوة الجانبية المكافئة ينبغي أن تضرب القيم التصميمية للطابق من قوى القص، والعزوم، والازحات، بمعامل التعديل الآتي:

$$(V_{ELF} / V_{Dynamic}) \dots\dots\dots (ASCE 7-16)$$

حيث أن:

$$V_{ELF} = \text{قوة القص القاعدية المحسوبة بالطريقة الجانبية المكافئة.}$$

$$V_{Dynamic} = \text{قوة القص القاعدية المحسوبة بطريقة طيف الاستجابة.}$$

- التحقق من إدخال أو إهمال تأثير P-Delta Effects
- التحقق من الانقلاب Check of Overturning
- التحقق من الإنزياحات الطابقية (Story Drift)

## الحسابات الزلزالية الخاصة بالمشروع

عند نمذجة المنشأ أخذ بعين الاعتبار القوى المنتقلة من جسور الكتلة السفلية وتحميلها على أعمدة الأبراج وتحليل المنشأ تحليل زلزالي.

### البرامج المستخدمة في تحليل المنشأ

- Autodesk Robot Structural Analysis 2022
- 

### حساب مركز الجساءة ومركز الكتلة

أولاً: حساب مركز الكتلة.

يتم حساب إحداثيات مركز الكتلة بالنسبة للمحورين (X , Y) من خلال المعادلتين التاليتين:

- مركز الكتلة بالنسبة للمحور (X):

$$X_{c.g} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i X_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \text{ (m)}$$

حيث ان:

(W<sub>i</sub>): وزن العنصر الإنشائي (i)

(X<sub>i</sub>): المسافة بين مركز العنصر الإنشائي (i) والمحور (Y).

- مركز الكتلة بالنسبة للمحور (Y):

$$Y_{c.g} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i Y_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \text{ (m)}$$

حيث ان:

(W<sub>i</sub>): وزن العنصر الإنشائي (i)

(Y<sub>i</sub>): المسافة بين مركز العنصر الإنشائي (i) والمحور (X).

### الاعتبارات التي تم أخذها عند حساب مركز الكتلة

- البلاطة: يتم أخذ أبعاد البلاطة بالكامل عند حساب وزن كلاً من البلاطة المعصبة شاملاً ذلك (الأعصاب-Solid Part)
- الجسور: يتم حساب طول الجسر الصافي بعد خصم التداخلات من وجه العمود الداخلي إلى وجه العمود الأخر.
- الأعمدة: يتم أخذ ارتفاعها من منتصف الدور العلوي إلى منتصف الدور السفلي.

- الجدران: أخذ ارتفاعها من منتصف الدور العلوي الى منتصف الدور السفلي.
- اوزان الجدران: تم استخدام واجهات زجاجية في الخارج بنسبة 70% من المساحة الجانبية و30% جدران خارجية أما الجدران الداخلية القواطع الداخلية فهي خفيفة وتم حسابها كحمل موزع منتظم على البلاطة كون البلاطة معصبة باتجاهين .
- تم حساب العناصر المعدنية الحاملة للغلاف الزجاجي كحمل خطي على الجسور الخارجية .

#### ثانياً: حساب مركز الجساءة

يعرف مركز صلابة الطابق بأنه مركز جساءة عناصر الجملة الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية في هذا الطابق والتي تتضمن الأعمدة وجدران القص او هي النقطة التي تعتمد عليها مركز الكتلة في الحفاظ على استقرارها وتوازنها ضد أي قوة جانبية يمكن أن تسلط عليها. وبالتالي فهي النقطة التي تدور حولها الكتلة في حالة تعرضها لأي قوة جانبية يمكن أن تؤثر على المنشأة، وهي النقطة الوهمية التي تقاوم القوى الجانبية التي تتعرض لها المنشأة. وحقبة لا تختلف طريقة حساب مركز الجساءة عن طريقة حساب مركز الكتلة المحسوبة من قبل، وإنما فكرة حسابها هي التي تتغير فنحن هنا لانحسب أوزان بل نحسب عزم قصور ذاتي للعناصر، ثم نجد مركز هذا العزم المقاوم وفعلياً يتم هنا أخذ عزم العطالة للجدران والأعمدة وهي العناصر التي تقاوم القوى الجانبية.

يتم حساب إحداثيات مركز الجساءة بالنسبة للمحورين (X,Y) للعناصر الرأسية المقاومة للزلازل (الاعمدة وجدران القص) من خلال المعادلتين التاليتين:

#### ▪ مركز الجساءة بالنسبة للمحور (X)

$$X_{c.r} = \frac{\sum_{i=1}^n k_x \times Y}{\sum_{i=1}^n k_x} \quad k_x = \frac{\alpha EI_x}{H^3}$$

يعتمد على نوع الاتصال من نهايتي العنصر الإنشائي :  $\alpha$

حيث أن:

(E): معامل المرونة

( $I_x$ ): عزم القصور الذاتي للعنصر الإنشائي حول المحور (X).

( $Y_i$ ): المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (X).

#### ▪ مركز الجساءة بالنسبة للمحور (Y)

$$Y_{c.r} = \frac{\sum_{i=1}^n k_y \times X}{\sum_{i=1}^n k_y} \quad k_y = \frac{\alpha EI_y}{H^3}$$

$\alpha$  : يعتمد على نوع الاتصال من نهايتي العنصر الإنشائي

حيث أن:

(E) : معامل المرونة

( $I_y$ ) : عزم القصور الذاتي للعنصر الإنشائي حول المحور (Y).

( $X_i$ ): المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (Y).

#### ثالثاً: الفرق بين إحداثيات مركز الكتلة والجساءة (اللامركزية) (Eccentricity)

تظهر مهارة وخبرة المهندس المدني في هذه النقطة من حيث توزيع الأعمدة وجدران القص فالمهندس المتمرس وذو الخبرة والكفاءة الكافية يستطيع توزيع الأعمدة وجدران القص بشكل متناسب ليس فقط في الأطوال وإنما كذلك في اتجاهات هذه العناصر، بحيث ينطبق مركزي الكتلة والجساءة في نقطة واحدة. قد يستحيل هذا عملياً لكنه على الأقل ممكن نظرياً، إلا أن المساقط التي نحصل عليها من المعماري تكون غير منتظمة من جميع الاتجاهات وكذلك غير متناظرة، لذا فإن جعل مركزي الكتلة والجساءة منطبقان في نقطة واحدة من الأمور الصعبة إن لم تكن مستحيلة ولكن يظل على عاتق المهندس الحصول على أقل فرق ممكن بين مركزي الكتلة والجساءة إذ يجب مراعاة القواعد عند التوزيع للأعمدة وجدران القص، وكذلك المحاولة والخطأ يجب على المهندس عدم إهمال هذا

البند أو التساهل فيه إطلاقاً، حيث تقع على عاتقه أمانة اقتصادية المنشأ والوصول الى الحل الأمثل، ليس فقط من حيث الأمان وإنما كذلك من حيث الحصول على  $e$  الاقتصادية.

يتم تسمية الفرق بين مركزي الكتلة والجساءة باللامركزية واي قيمة صغيرة لها يؤدي الى تكون قوى جديدة ويؤثر ذلك اقتصادياً على تكلفة المنشأة حيث إن قوة الزلزال الجانبية تؤدي الى دفع المنشأة بالاتجاه الذي يتحرك فيه الزلزال، وإن وجود لامركزية كبيرة يؤدي الى تكون عزوم على المنشأة بأكملها، لأن الزلزال عندما يحدث فهو يضرب المنشأة في مركز كتلتها، وما يقاوم هذه القوة هو مركز الجساءة، فلو لم ينطبق المركزين على بعض فسيولد ذراع عزم يعطي للقوة الأفقية مجال أن تكون عزم إضافي على المنشأة ينتج عنه قوى إضافية على بعض العناصر ويخفض من القوة على عناصر أخرى بحسب موقعها من مركز الجساءة. فالعناصر التي تكون جهة مركز الكتلة وحتى مركز الجساءة تزيد القوة الأفقية عليها، بينما العناصر التي تكون جهة مركز الجساءة فقط تقل القوى الأفقية عليها وقد تأخذ جهة معاكسة لاتجاه الزلزال بحسب موقعها من مركز الجساءة كما سيتم شرحه لاحقاً في توزيع القوى الأفقية على العناصر الإنشائية.

لا يوجد هنا معيار عام يمكن الاعتماد عليه، وإنما كلما زادت النسبة بين اللامركزية وبعد المنشأة في اتجاه هذه اللامركزية كلما كان التصميم غير اقتصادي، لذا تم وضع معيار استرشادي وليس الزامي نذكره هنا، وهو كالتالي:

If:  $\frac{e}{l} = 0\%$  .....excellent

If:  $\frac{e}{l} \leq 5\%$  .....very good

If:  $5\% < \frac{e}{l} \leq 10\%$  .....good

If:  $\frac{e}{l} > 10\%$  .....not economic

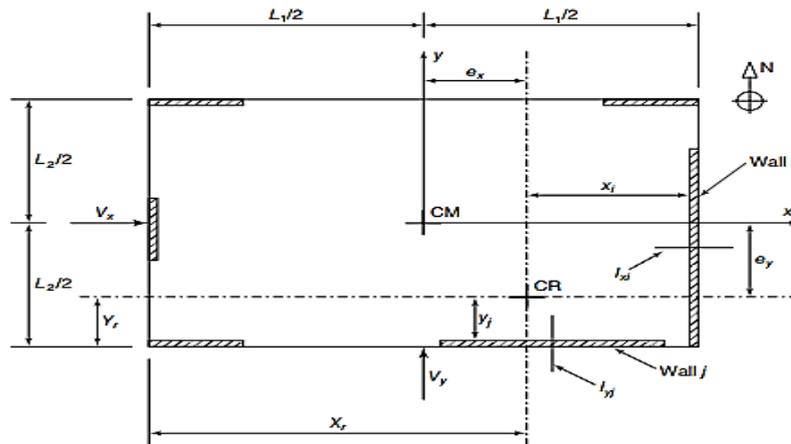
فإنه لا بد من افتراض ان

ونتيجة عدم انتظام الأحمال

مركز الكتلة ينزاح عن مركز الكتلة المحسوب مسافة قدرها 5% من أبعاد المنشأة في اتجاه متعاود مع اتجاه القوة المدروسة وهذه الأزاحة تسمى بالأزاحة الطارئة وعليه فإن اللامركزية المتولدة على المبنى هي:

$$e_{total} = e_i \pm (0.05L_i)$$

وهذه الإزاحة تسبب عزم قتل على كل طابق وتكون هذه الإزاحات كبيرة في المنشآت الغير منتظمة.



1to105		
--------	--	--

Name	Mass (kg)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)	ex0 (m)	ey0 (m)
Story 1	1329346.03	26.63 21.33 0.28	26.63 21.76 -0.02	0.00	0.43
Story 2	1298977.70	26.63 21.33 3.65	26.71 21.18 3.37	0.08	0.15
Story 3	1298977.70	26.63 21.33 6.95	26.71 21.18 6.67	0.08	0.15
Story 4	1298977.70	26.63 21.33 10.2	26.71 21.07 9.97	0.08	0.25
Story 5	1298977.70	26.63 21.33 13.5	26.71 21.07 13.2	0.08	0.25
Story 6	1298977.70	26.63 21.33 16.8	26.71 21.08 16.5	0.08	0.25
Story 7	1298977.70	26.63 21.33 20.1	26.71 21.18 19.8	0.08	0.14
Story 8	1298977.70	26.63 21.33 23.4	26.71 21.18 23.1	0.08	0.14
Story 9	1298977.70	26.63 21.33 26.7	26.71 21.08 26.4	0.08	0.25
Story 10	1298977.70	26.63 21.33 30.0	26.71 21.18 29.7	0.08	0.14
Story 11	1298977.70	26.63 21.33 33.3	26.71 21.07 33.0	0.08	0.25
Story 12	1298977.70	26.63 21.33 36.6	26.71 21.07 36.3	0.08	0.25
Story 13	1298977.70	26.63 21.33 39.9	26.71 21.07 39.6	0.08	0.25
Story 14	1298977.70	26.63 21.33 43.2	26.71 21.07 42.9	0.08	0.25
Story 1	1329346.03	26.63 21.33 0.28	26.63 21.76 -0.02	0.00	0.43
Story 2	1298977.70	26.63 21.33 3.65	26.71 21.18 3.37	0.08	0.15
Story 3	1298977.70	26.63 21.33 6.95	26.71 21.18 6.67	0.08	0.15
Story 4	1298977.70	26.63 21.33 10.2	26.71 21.07 9.97	0.08	0.25
Story 5	1298977.70	26.63 21.33 13.5	26.71 21.07 13.2	0.08	0.25
Story 6	1298977.70	26.63 21.33 16.8	26.71 21.08 16.5	0.08	0.25
Story 7	1298977.70	26.63 21.33 20.1	26.71 21.18 19.8	0.08	0.14
Story 8	1298977.70	26.63 21.33 23.4	26.71 21.18 23.1	0.08	0.14
Story 9	1298977.70	26.63 21.33 26.7	26.71 21.08 26.4	0.08	0.25
Story 10	1298977.70	26.63 21.33 30.0	26.71 21.18 29.7	0.08	0.14
Story 11	1298977.70	26.63 21.33 33.3	26.71 21.07 33.0	0.08	0.25
Story 12	1298977.70	26.63 21.33 36.6	26.71 21.07 36.3	0.08	0.25
Story 13	1298977.70	26.63 21.33 39.9	26.71 21.07 39.6	0.08	0.25
Story 14	1298977.70	26.63 21.33 43.2	26.71 21.07 42.9	0.08	0.25

متوسط مجموع اللامركزية منتظم يساوي 3.183 % في اتجاه Y & 0.92 % في اتجاه X وتعتبر هذه النسبة جيدة واقتصادية.

#### • تحديد المتغيرات الزلزالية

##### (a) تحديد صنف المشغولية Risk Category ومعامل الأهمية للمشروعين

نظرا لوظيفة المنشأ كونه مبنى سكني فهو يمثل مكانة ذات أهمية بالنسبة للناس ذات كلفة انشائية تم تحديد صنف المشغولية وفقا للكوود الأمريكي ASCE 7-16 في البند 1.5 جدول 1.5.1 كالتالي:

ومن الجدول ( 5.1-2 ) Risk Category II معامل الأهمية يساوي 1.

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_t$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

(b) تحديد قيم

■ قيم

الزلزالية

الحركة الأرضية الزلزالية  
التعجيل الطيفي للحركة الأرضية

تخصص للمباني أو المنشآت بحسب موقعها الجغرافية قيمتان للتعجيل الطيفي للحركة الأرضية الزلزالية أحدهما عند فترة زمنية قصيرة مقدارها 0.2 ثانية  $S_s$  ، والقيمة الأخرى عند فترة زمنية طويلة مقدارها ثانية واحدة  $S_1$  . وقد تم إيجاد قيم التسارعات من خريطة الدكتور الربيدي المعتمدة والخاصة بالجمهورية اليمنية.

$$S_s = 0.83 \text{ g}$$

$$S_1 = 0.26 \text{ g}$$

■ صنف الموقع Site class

نظرا لعدم توفر دراسات جيوتكنيكية كافية لتربة موقع المنشأ وفقاً لمتطلبات الكود الأمريكي في الفصل 20 تم فرض صنف الموقع Class D وفقاً لنصائح الكود في البند 11.4.3

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See	See	See	See	See
		Section	Section	Section	Section	Section
		11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8
F	See	See	See	See	See	See
	Section	Section	Section	Section	Section	Section
	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See	See	See
				Section	Section	Section
				11.4.8	11.4.8	11.4.8
F	See	See	See	See	See	See
	Section	Section	Section	Section	Section	Section
	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

:

$$F_a = 1.168 \text{ For } (S_s=0.83) \text{ By Interpolation.}$$

$$F_v = 2.0800 \text{ For } (S_1=0.26) \text{ By Interpolation.}$$

■ معاملات التسارع الطيفي الأعظمي المعدل لصنف الموقع D

Site Coefficient and Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response

Acceleration Parameters

$$S_{Ms} = F_a \times S_s = 1.168 \times 0.83 = 0.969 \text{ g} \quad \text{Eq (11.4 - 1)}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2.08 \times 0.26 = 0.525 \text{ g} \quad \text{Eq (11.4 - 2)}$$

▪ معاملات التسارع الطيفي التصميمي لى الاثنين المشاريع :Design Spectral Acceleration Parameters

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} S_{Ms} = \frac{2}{3} \times 0.969 = 0.646 \text{ g} \quad \text{Eq (11.4 - 3)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.525 = 0.3605 \text{ g} \quad \text{Eq (11.4 - 4)}$$

(c) التصنيف الزلزالي التصميمي للموقع للمشروعين (SDC) Seismic Design Category

وفقا للكود الأمريكي البند 11.6 تم تحديد الصنف الزلزالي التصميمي وفقا لقيم معاملات التسارع الطيفي التصميمي وصنف المشغولية من خلال الجداول 11.6.1 & 11.6.1:

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter			TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter		
Value of $S_{DS}$	Risk Category		Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV		I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C	$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 < S_{DS} < 0.50$	C	D	$0.33 < S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

من خلال الجدول أعلاه تم تحديد صنف التصميم الزلزالي (D) SDC

(d) تحديد النظام الانشائي المقاوم للأحمال الجانبية المستخدم في للمشروع الاول وفقاً للكود ASCE7-16

إن النظام الإنشائي المقاوم للأحمال الجانبية يتم اختياره بما يناسب المشروع ويناسب صنف التصميم الزلزالي ؛ لأن أنواع من الأنظمة مسموحة للاستخدام وبارتفاع غير محدود وفقاً لصنف التصميم الزلزالي ، وفي مشروعنا تم اختيار النظام المختلط (Dual System) لمقاومة القوى الرأسية والجانبية حيث ان التصنيف "SDC"D يسمح باستخدام النظام المختلط المكون من جدران قص خاصة Special Shear Walls وإطارات خاصة Special Moment Frames كما هو موضح في الجدول ASCE 7-16 Table (12.2-1).

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R <sup>a</sup>	Overstrength Factor, Ω <sub>o</sub> <sup>b</sup>	Deflection Amplification Factor, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Structural System Limitations Including Structural Height, h <sub>s</sub> (ft) Limits <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL

- المتغيرات الخاصة بالنظام الإنشائي المختار

$$R \text{ (Response modification coefficient)} = 7$$

$$C_d \text{ (Deflection amplification factor)} = 5.5$$

$$\Omega \text{ (System overstrength factor)} = 2.5$$

حيث أن:

R معامل تعديل الاستجابة او ما يسمى بمعامل الممتولية حيث ان هذا المعامل هو المعبر عن نوع النظام الإنشائي المستخدم، ويعتمد على تحليل الأداء التاريخي لمختلف الجمل الإنشائية تحت تأثير هزات أرضية عنيفة وقيمته لمشروعنا الا هو الخاص 7.

Ω<sub>o</sub> معامل تكبير المقاومة وقيمته لمشروعنا 2.5

C<sub>d</sub> معامل تكبير الإزاحة ويستخدم لتحويل الإزاحة الطابقية من إزاحة مرنة الى إزاحة لدنة وقيمته لمشروعنا 4.5

أ تحديد الأنظمة الإنشائية المقترحة والمسموح استخدامه للمشروع الثاني :-

تم اختيار النظام المختلط Dual System والذي يتكون من إطارات عادية مع جدران قص خاصة وكان هذا النظام مسموح للتصنيف الزلزالي D كما هو موضح في ASCE 7-10 Table 12.2-1

For dual System with Intermitit Moment Frame and Spicel Shear Wall :

$$R=6.5 , C_d=5 , \Omega=2.5$$

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^*$	Overstrength Factor, $\Omega_o^*$	Deflection Amplification Factor, $C_d^*$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_s$ (ft) Limits <sup>a</sup>				
					B	C	D <sup>b</sup>	E <sup>b</sup>	F <sup>b</sup>
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
<b>E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	<b>12.2.5.1</b>								
1. Steel special concentrically braced frames <sup>f</sup>	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>h</sup>	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP

وعلى سبيل اختيار النظام الثاني

(For dual System with Intermit Moment Frame and Spicel Shear Wall)

توصيات الكود الخاصة بشأن المعاملات المستخرجة من الجدول (12.2-1)

يُسمح باستخدام أنظمة مقاومة القوة الزلزالية غير الواردة في الجدول بشرط التقديم والموافقة من قبل الهيئات ذات الاختصاص ومراجعة التصميم الإنشائي المستقل لمجموعة مصاحبة من معايير التصميم وإثبات البيانات التحليلية والاختبارية. يجب أن تحدد معايير التصميم أي قيود على استخدام النظام، بما في ذلك فئة التصميم الزلزالي والارتفاع؛ الإجراءات المطلوبة لتصميم مكونات ووصلات النظام؛ التفاصيل المطلوبة وقيم معامل تعديل الاستجابة ( $R$ )؛ عامل المقاومة الزائدة ( $\Omega_o$ ) وعامل تضخيم التشوه ( $C_d$ ). يجب أن تحدد البيانات المقدمة الخصائص الديناميكية غير الخطية للنظام وتوضح أن معايير التصميم تؤدي إلى احتمال حدوث انهيار مشروع بحدوث اهتزاز ( $MCER$ ) لا يزيد عن (10%) للمنشآت ذات صنف خطورة II. يجب تحديد الاحتمال الشرطي للانهيار بناء على تقييم تحليلي غير خطي للنظام ويجب أن يأخذ في الحسبان مصادر عدم اليقين في جودة معايير التصميم ودقة النمذجة وبيانات الاختبارات المعملية والحركات الأرضية.

يجب معرفة قيمة المعاملات الزلزالية الخاص بالنظام بالاتجاهين الأفقي والرأسي للمنشأ لأنه قد تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية ليست نفسها بالاتجاهين، خاصة عندما تعتمد جملة إنشائية فيها مساهمة للإطارات بشكل كبير، وهذه الحالة لاحظ مثلاً عندما تكون أبعاد المنشأ في المسقط مختلفة (مسقط مستطيل مثلاً) أي عندما تكون عدد فتحات الإطارات قليلة في أحد الاتجاهات عندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص فقط بالتالي ( $R$ ) صغيرة وقوة قص ( $V$ ) كبيرة، وفي الاتجاه الآخر تكون فتحات الإطارات كثيرة وعندها تكون الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية عبارة عن جدران قص مع إطارات بالتالي ( $R$ ) كبيرة وقوة قص ( $V$ ) صغيرة، وهذا يعتمد على الخبرة والحس الهندسي للمهندس الدارس. انظر البند (ASCE 7-16 Section 12.2.3.3) الذي ينص على أنه يجب ألا تكون قيمة معامل تعديل الاستجابة،  $R$  المستخدم للتصميم في الاتجاه قيد الدراسة، أكبر من أقل قيمة لـ  $R$  لأي من الأنظمة المستخدمة في هذا الاتجاه. يجب أن يكون عامل تضخيم التشوه وعامل المقاومة الزائدة متنسفاً مع  $R$  المطلوب في هذا الاتجاه. ينص البند (ASCE 7-16 Section 12.2.3.1) عندما يكون الهيكل الإنشائي مجموعة رأسية من الأنظمة في نفس الاتجاه يجب تطبيق المتطلبات التالية:

- عندما يكون للنظام السفلي معامل تعديل استجابة منخفض ( $R$ ) يسمح باستخدام معاملات التصميم ( $R, Cd, \Omega_o$ ) للنظام العلوي لحساب قوى وانزياحات النظام العلوي. ولتصميم النظام السفلي، يجب استخدام معاملات التصميم للنظام السفلي ويجب زيادة القوى المنقولة من النظام العلوي إلى النظام السفلي بضررها في نسبة معامل تعديل الاستجابة الأعلى إلى معامل تعديل الاستجابة الأقل.
- عندما يكون للنظام العلوي معامل تعديل استجابة أقل، يجب استخدام معاملات التصميم ( $R, Cd, \Omega_o$ ) للنظام العلوي لكلا النظامين.

مع وجود استثناءات Exceptions

- هياكل الأسطح لا يزيد ارتفاعها عن طابقين ووزنها عن 10% من إجمالي وزن الهيكل.
- أنظمة هيكلية مدعمة أخرى بوزن يساوي أو أقل من 10% من وزن الهيكل.
- مساكن منفصلة مبنية بإطار خفيف.

### إجراء التحليل الأولي (Frist Analysis)

بناء على نوعية النظام الإنشائي الذي تم اختياره في الخطوة السابقة، سيتم استخراج المعاملات الخاصة به ومن ثم إجراء عملية تحليل مبدئية بواسطة الطريقة المكافئة حتى يتسنى إجراء التحقيقات الزلزالية والحكم بعد ذلك على الطريقة المسموحة لإجراء التحليل والتي ينص عليها الكود.

### • إجراء عملية التحليل الأولي

تم إجراء عملية التحليل الأولي حتى يتسنى لنا إجراء التحقيقات الزلزالية والإستقرار على طريقة تحليل مسموحة بواسطة الكود

**Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level**

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

الاعتبارات الأساسية في المنشأ Modeling Requirements

لمتطلبات الكود الأمريكي

نمذجة

وفقا

في البند (ASCE 7-16 Sec 12.7.3):

### • نمذجة الديافرام Modeling Diaphragm

تم نمذجة الديافرام بالبداية كديافرام صلب وذلك لغرض الحصول على مركز الجساءة، ومن ثم لغرض الحصول على بقية النتائج تم اعتبار الديافرام كديافرام شبه صلب في مستواه لأنه يمثل السلوك الفعلي للمنشأ وفقا للبند (ASCE 7-16 Sec 12.3)

### • خصائص المقطع الخرساني المتشق Effects Of Cracked Sections

وفقا للكود الأمريكي ACI 318-19 البند 6.6.3.1.1. وبما أن طريقة التحليل المستخدمة طرق خطية تم تخفيض من عزم القصور الذاتي للمقاطع المتشققة وفقا للجدول 6.6.3.1.1

• إدخال تأثير الفتل Accidental torsion

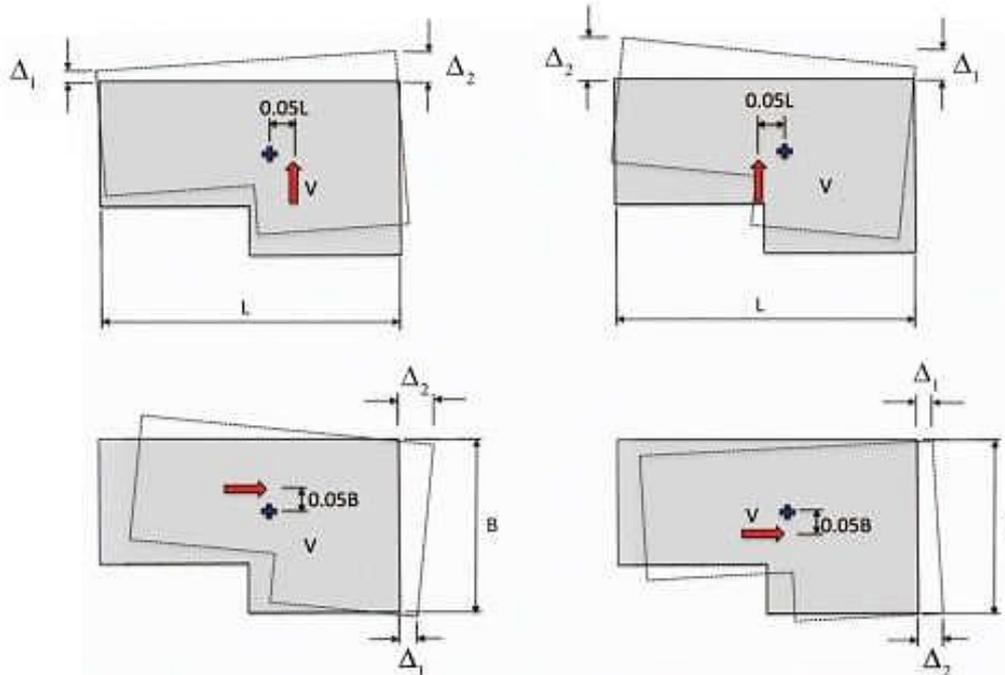
تم عمل إزاحة للكتل بمقدار 5% في كل اتجاه X و Y الموجب والسالب كما في الصورة المرفقة

• التحقيقات الزلزالية

التحقق من الانتظام الرأسي Vertical Structural Irregularities

▪ عدم انتظام الجساءة - الطابق منخفض الجساءة (Soft story)

يتواجد عند وجود طابق جساءته الجانبية أقل من 70% من جساءة الطابق الذي فوقه أو أقل من 80% من معدل الجساءات للطوابق الثلاثة التي تليه يوجد عدم انتظام اذا تحقق هذا :



- If  $K_1 < 70\% K_2$  Or  $70\% \Delta_1 > \Delta_2$
- If  $K_1 < 80\% \frac{K_2+K_3+K_4}{3}$  Or  $80\% \times \Delta_1 > \frac{\Delta_2+\Delta_3+\Delta_4}{3}$

▪ عدم انتظام الجساءة – الطابق فائق في قلة الجساءة (Extreme Soft story)

- If  $K_1 < 60\% K_2$  Or  $60\% \Delta_1 > \Delta_2$
- If  $K_1 < 70\% \frac{K_2+K_3+K_4}{3}$  Or  $70\% \times \Delta_1 > \frac{\Delta_2+\Delta_3+\Delta_4}{3}$

التحقق من عدم انتظام الجساءة للمشروع الخاص

SOFT STORY				حالات عدم الانتظام		
story	lx (kgm2)	ly (kgm2)	lz (kgm2)	RATIO IX	RATIO IY	RATIO IZ
Level 1	231940349.1	266557377.6	498497726.7	385.0590008	717.0461371	511.755339
Level 2	60235015.56	37174369.1	97409384.66	104.4665867	104.3352713	104.4164338
Level 3	57659599.57	35629723.89	93289323.45	99.99997034	99.99976994	99.99989378
Level 4	57659616.67	35629805.86	93289422.54	100.0000297	100.0000721	100.0000459
Level 5	57659599.57	35629780.17	93289379.73	99.99997255	99.99992661	99.99995498
Level 6	57659615.4	35629806.32	93289421.73	100.0000251	100.0000747	100.000044
Level 7	57659600.93	35629779.71	93289380.64	99.9999727	99.99992658	99.99995509
Level 8	57659616.67	35629805.87	93289422.54	100.0000307	100.0000681	100.000045
Level 9	57659598.97	35629781.62	93289380.6	99.99999781	100.0000013	99.99999915
Level 10	57659600.23	35629781.16	93289381.39	100.0000012	100	100.0000007
Level 11	57659599.56	35629781.16	93289380.72	100.0000002	100	100.0000001
Level 12	57659599.43	35629781.16	93289380.59	100.0000001	99.99999871	100.0000001
Level 13	57659598.87	35629781.62	93289380.49	99.99999764	100.0000013	99.99999904
Level 14	57659600.23	35629781.16	93289381.39	99.97635418	99.9730115	99.97507749
Level 15	57673237.54	35639399.7	93312637.24			

التحقق من عدم انتظام الجساءة للمشروع المتوسط

44							
45		SOFT STORY			حالات عدم الانتظام		
46	story	lx (kgm2)	ly (kgm2)	lz (kgm2)	RATIO IX	RATIO IY	RATIO IZ
47	Level 1	275386572.6	378840091.1	654226663.7	101.2340605	101.4485107	101.3581306
48	Level 2	272029563.2	373430904.6	645460467.8	99.99999856	99.99999894	99.99999878
49	Level 3	272029567.1	373430908.5	645460475.6	99.99999566	99.99999895	99.99999756
50	Level 4	272029578.9	373430912.5	645460491.4	100.0000043	100.0000011	100.0000024
51	Level 5	272029567.1	373430908.5	645460475.6	99.99999566	99.99999579	99.99999574
52	Level 6	272029578.9	373430924.3	645460503.2	99.99999856	100	99.99999939
53	Level 7	272029582.8	373430924.3	645460507.1	100	100	100
54	Level 8	272029582.8	373430924.3	645460507.1	100	100	100
55	Level 9	272029582.8	373430924.3	645460507.1	100	100	100
56	Level 10	272029582.8	373430924.3	645460507.1	100.0000014	100.0000032	100.0000024
57	Level 11	272029578.9	373430912.5	645460491.4	100.0000014	100	100.0000006
58	Level 12	272029575	373430912.5	645460487.4	100	100	100
59	Level 13	272029575	373430912.5	645460487.4	99.99999975	99.99867846	99.99923531
60	Level 14	272029575.6	373435847.6	645465423.2			
61							

نلاحظ من الجداول أنه لا يوجد معنا عدم انتظام رأسي من النوع الأول

#### ▪ عدم الانتظام بالوزن (الكتلة) Weight (Mass) Irregularity

يعد عدم الانتظام هذا موجودا عندما تكون الكتلة الفعالة لأي طابق أكبر من 150% من الكتلة الفعالة لطابق مجاور. إن عدم الانتظام في الوزن (الكتلة) الناشيء عن كون السقف أخف من كتلة الطابق الذي تحته لا يؤخذ في الحسبان.

التحقق من الانتظام بالوزن للمشروع من النظام الخاص

CHECK FOR MASS		
story	Mass (kg)	CHECK
Level 1	3778391.93	NOT OK
Level 2	963674.69	OK
Level 3	942367.43	OK
Level 4	942367.43	OK
Level 5	942367.43	OK
Level 6	942367.43	OK
Level 7	942367.43	OK
Level 8	942367.43	OK
Level 9	942367.43	OK
Level 10	942367.43	OK
Level 11	942367.43	OK
Level 12	942367.43	OK
Level 13	942367.43	OK
Level 14	942367.43	OK
Level 15	943216.64	

التحقق من انتظام الوزن للشروع من النظام المتوسط

CHECK FOR MASS		
story	Mass (kg)	CHECK
Level 1	2536511.91	OK
Level 2	2506074.62	OK
Level 3	2506074.62	OK
Level 4	2506074.62	OK
Level 5	2506074.62	OK
Level 6	2506074.62	OK
Level 7	2506074.62	OK
Level 8	2506074.62	OK
Level 9	2506074.62	OK
Level 10	2506074.62	OK
Level 11	2506074.62	OK
Level 12	2506074.62	OK
Level 13	2506074.62	OK
Level 14	2506074.61	

نلحظ من الجداول أنه لا يوجد معنا عدم انتظام رأسي من النوع الثاني

- عدم الانتظام الهندسي في الاتجاه الرأسي (Vertical Geometric Irregularity) يعد عدم الانتظام هذا موجودا عندما يصبح البعد الأفقي للنظام الإنشائي المقاوم للقوى الزلزالية في أي طباق اكبر من (130%) من البعد الأفقي للطابق المجاور (Adjacent).

من الشكل والمعادلة يتوضح وجود عدم انتظام في الشكل الهندسي الرأسي للمنشأ من النوع (3).

- عدم الانتظام في المستوى في العناصر الشاقولية المقاومة للقوى الجانبية

وهو وجود إزاحة أو انقطاع في المستوى للعناصر المقاومة للقوى الجانبية تزيد على طول هذا العنصر.

لا يوجد في المنشأ عدم انتظام من هذا النوع.

▪ عدم الانتظام في المقاومة الجانبية (Weak Story)

لا يمكن التحقق من هذا الشرط إلا بعد عملية التصميم وإيجاد مقاومة العناصر الإنشائية.

التحقق من الانتظام الأفقي للنظام الإنشائي المتوسط Horizontal Structural Irregularities

## عدم انتظام الفتل (Torsion Irregularity Type1 [a])

HORIZONTAL IRRUGULATION							
story	EX(mm)	Max UX (mm)	dr Max UX (cm)	EY (mm)	Max UY (cm)	dr Max UY (cm)	CHECK UX
Level 1	8.9	8.9	8.9	8.3	11.9	11.9	OK
Level 2	11.5	20.5	11.6	11	27	15.1	OK
Level 3	13.2	33.7	13.2	12.7	44.5	17.5	OK
Level 4	14.2	48	14.3	14	63.7	19.2	OK
Level 5	14.8	62.8	14.8	14.6	83.8	20.1	OK
Level 6	15	77.9	15.1	15.1	104.4	20.6	OK
Level 7	15	93	15.1	15.2	125.1	20.7	OK
Level 8	14.9	107.9	14.9	15.1	145.6	20.5	OK
Level 9	14.6	122.6	14.7	15	165.7	20.1	OK
Level 10	14.2	136.9	14.3	14.7	185.3	19.6	OK
Level 11	13.7	150.7	13.8	14.4	204.3	19	OK
Level 12	13.3	164.1	13.4	13.9	222.5	18.2	OK
Level 13	12.8	177	12.9	13.6	240.2	17.7	OK
Level 14	12.4	189.4	12.4	13.9	257.2	17	OK

من الجدول يتضح أنه يوجد عدم انتظام من هذا النوع في اتجاه نوع النظام الانشائي المتوسط

## عدم انتظام الفتل المفرط (Torsion Irregularity Type1 [b])

story	EX(mm)	Max UX (mm)	dr Max UX (mm)	EY (mm)	Max UY (mm)	dr Max UY (mm)	Ax	Ay	CHECK Ax
Level 1	8.9	8.9	8.9	8.3	11.9	11.9	0.694444444	1.427497137	NOT NEED
Level 2	11.5	20.5	11.6	11	27	15.1	0.706574249	1.308597337	NOT NEED
Level 3	13.2	33.7	13.2	12.7	44.5	17.5	0.694444444	1.318579026	NOT NEED
Level 4	14.2	48	14.3	14	63.7	19.2	0.704259792	1.306122449	NOT NEED
Level 5	14.8	62.8	14.8	14.6	83.8	20.1	0.694444444	1.316206136	NOT NEED
Level 6	15	77.9	15.1	15.1	104.4	20.6	0.703734568	1.292462806	NOT NEED
Level 7	15	93	15.1	15.2	125.1	20.7	0.703734568	1.287926333	NOT NEED
Level 8	14.9	107.9	14.9	15.1	145.6	20.5	0.694444444	1.27994508	NOT NEED
Level 9	14.6	122.6	14.7	15	165.7	20.1	0.703989961	1.246944444	NOT NEED
Level 10	14.2	136.9	14.3	14.7	185.3	19.6	0.704259792	1.234567901	NOT NEED
Level 11	13.7	150.7	13.8	14.4	204.3	19	0.704619319	1.208981696	NOT NEED
Level 12	13.3	164.1	13.4	13.9	222.5	18.2	0.704926477	1.190558345	NOT NEED
Level 13	12.8	177	12.9	13.6	240.2	17.7	0.705337524	1.176267842	NOT NEED
Level 14	12.4	189.4	12.4	13.9	257.2	17	0.694444444	1.038737355	NOT NEED

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (12.8-14)$$

من الجدول يتضح أنه يوجد عدم انتظام من هذا النوع في الطوابق السفلية من النوع النظام الانشائي المتوسط

التحقق من الانتظام الافقي للنظام الانشائي الخاص

Horizontal Structural Irregularities

عدم انتظام الفتل

## (Torsion Irregularity Type1 [a])

		HORIZONTAL IRRUGULATION						
story	EX(mm)	Max UX (mm)	dr Max UX (cm)	EY (mm)	Max UY (cm)	dr Max UY (cm)	CHECK UX	CHECK UY
Level 1	9.22	10.13	10.13	8.51	13.57	13.57	OK	NOT OK
Level 2	13.86	25.4	15.27	22.53	30.73	17.16	OK	OK
Level 3	16.6	43.97	18.57	39.85	53.28	22.55	OK	OK
Level 4	18.32	64.55	20.58	59.2	78.3	25.02	OK	OK
Level 5	19.24	86.14	21.59	79.6	104.6	26.3	OK	OK
Level 6	19.6	108.12	21.98	100.39	131.33	26.73	OK	OK
Level 7	19.61	130.03	21.91	121.08	157.91	26.58	OK	OK
Level 8	19.36	151.63	21.6	141.38	183.94	26.03	OK	OK
Level 9	18.98	172.78	21.15	161.05	209.15	25.21	OK	OK
Level 10	18.47	193.38	20.6	179.97	233.37	24.22	OK	OK
Level 11	17.9	213.37	19.99	198.03	256.49	23.12	OK	OK
Level 12	17.25	232.7	19.33	215.17	278.44	21.95	OK	OK
Level 13	16.57	251.32	18.62	231.41	299.23	20.79	OK	OK
Level 14	15.87	269.24	17.92	246.8	318.98	19.75	OK	OK
Level 15	14.98	286.49	17.25	261.3	337.73	18.75	OK	OK

من الجدول يتضح أنه يوجد عدم انتظام من هذا النوع في اتجاه نوع النظام الإنشائي الخاص

## عدم انتظام الفتل المفرد (Torsion Irregularity Type1 [b

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (12.8-14)$$

story	EX(mm)	Max UX (mm)	dr Max UX (mm)	EY (mm)	Max UY (mm)	dr Max UY (mm)	Ax	Ay	CHECK Ax
Level 1	9.22	10.13	10.13	8.51	13.57	13.57	0.838290523	1.765786056	NOT NEED
Level 2	13.86	25.4	15.27	14.02	30.73	17.16	0.842925363	1.040341798	NOT NEED
Level 3	16.6	43.97	18.57	17.32	53.28	22.55	0.869050751	1.17715818	NOT NEED
Level 4	18.32	64.55	20.58	19.35	78.3	25.02	0.876349433	1.161048014	NOT NEED
Level 5	19.24	86.14	21.59	20.4	104.6	26.3	0.874445319	1.154220198	NOT NEED
Level 6	19.6	108.12	21.98	20.79	131.33	26.73	0.873334751	1.147959184	NOT NEED
Level 7	19.61	130.03	21.91	20.69	157.91	26.58	0.866896153	1.14611047	NOT NEED
Level 8	19.36	151.63	21.6	20.3	183.94	26.03	0.864438904	1.141809806	NOT NEED
Level 9	18.98	172.78	21.15	19.67	209.15	25.21	0.86231479	1.140707979	NOT NEED
Level 10	18.47	193.38	20.6	18.92	233.37	24.22	0.863849642	1.1380033	NOT NEED
Level 11	17.9	213.37	19.99	18.06	256.49	23.12	0.866078055	1.138092799	NOT NEED
Level 12	17.25	232.7	19.33	17.14	278.44	21.95	0.872013116	1.13889824	NOT NEED
Level 13	16.57	251.32	18.62	16.24	299.23	20.79	0.876903583	1.138084312	NOT NEED
Level 14	15.87	269.24	17.92	15.39	318.98	19.75	0.885441076	1.143653513	NOT NEED
Level 15	14.98	286.49	17.25	14.5	337.73	18.75	0.920856759	1.161192033	NOT NEED

من الجدول يتضح أنه يوجد عدم انتظام من هذا النوع في الطوابق السفلية من النوع النظام الإنشائي الخاص

عدم انتظام الزوايا الداخلية (Re-entrant corners Irregularity)

يقال عن المسقط الأفقي لمنشأ، بما فيه نظام مقاومة القوى الجانبية، أنه يحتوي على عدم انتظام في زواياه الداخلية، عندما يكون بروز المنشأ بعد الزاوية الداخلية أكبر من 15% من البعد المسقطي للمنشأ بالاتجاه المدروس.

الانقطاع في الحواجز (Diaphragm Discontinuity Irregularity)

الانقطاع في الحواجز (Diaphragm Discontinuity) : يتحقق في الحواجز الحاوية على انقطاعات مفاجئة أو تغيرات في الجساءة، وكذلك تلك الحاوية على مساحات مقطوعة أو مفتوحة بأكبر من 50% من المساحة الكلية الاجمالية للحاجز أو عند وجود تغي ارت في الجساءة الفعالة للحاجز تزيد على 50% من طابق لآخر.

عدم الانتظام في الأنظمة خارج المستوى (Out-of-plane Offsets Irregularity)

وتشمل عدم الاستمرار في مسار القوة الجانبية، مثل التغيرات المفاجئة للعناصر الرأسية والتغيرات المفاجئة خارج المستوى.

لا يوجد عدم انتظام في المنشأ من هذا النوع.

■ عدم الانتظام في الأنظمة غير المتوازية (Nonparallel System Irregularity)

يتحقق عندما تكون العناصر الرأسية المقاومة للأحمال الجانبية غير موازية أو مناظرة للمحاور المتعامدة الرئيسة لنظام مقاومة القوى الجانبية.

لا يوجد عدم انتظام في المنشأ من هذا النوع.

● اختيار طريقة التحليل الزلزالي للمنشأ

وفقا للكود الأمريكي ASCE7-16 البند 12.6 الجدول 12.6-1

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 <sup>a</sup>	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 <sup>a</sup>	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 <sup>a</sup>
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

<sup>a</sup>P: Permitted; NP: Not Permitted;  $T_s = S_{D1}/S_{D5}$ .

يتبين من خلال الصورة أن الطريقة الإستاتيكية المكافئة غير مسموح بها لتحليل المنشأ؛ نظراً لأنها لا تمثل السلوك الحقيقي للمنشأ، ولكن سيتم استخدامها فقط ليتم عن طريقها عملية المعايرة لقوة القص القاعدية.

الطرق المسموح بها في الكود هي:

- التحليل عن طريق طيف الاستجابة النمطي.
- التحليل الخطي عن طريق السجلات الزلزالية.
- التحليل اللاخطي عن طريق السجلات الزلزالية.

الطرق المستخدمة في المشروع:

- التحليل بواسطة القوة الجانبية المكافئة (لعملية المعايرة).
- التحليل عن طريق طيف الاستجابة النمطي.

• حساب قوة القص بالطريقة الاستاتيكية المكافئة (ELF) Equivalent Lateral Force (ELF)

▪ الوزن الزلزالي للمنشأ الاول Seismic Weight

$$\text{Effective Siesmic Wight} = 344365.24 \text{ KN}$$

الوزن الزلزالي للمنشأ الثاني

$$\text{Effective Siesmic Wight} = 161120.63$$

▪ زمن دور المنشاء التقريبي (Ta) Approximate Period

يعتمد هذا الزمن على نوع النظام الإنشائي المستخدم وعلى ارتفاع المبنى ويتم حسابه من المعادلة التالية.

$$T_a = C_t \times h^x \quad (\text{ASCE 7 - 16 Equ. 12.8.2.1})$$

حيث أن:

h - عبارة عن ارتفاع المنشاء من القاعدة.

$C_t$  &  $x$  - معاملات يتم ايجادها من جدول في الكود بناءً على نوعية النظام الإنشائي للمبنى.  $H = 49.8$  الارتفاع للمنشأ الاول

$$h = 46.5 \text{m} \text{ الثاني للمنشأ الارتفاع}$$

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

$C_t = 0.0488$  &  $x = 0.75$  for all other structural Systems (ASCE 7-16 Table 12.8-2)

▪ حساب الحد الأقصى لزمن دور للمنشأ (Tmax) Upper Limit On Period

يتم حساب أقصى زمن اهتزاز للمنشأ من خلال المعادلة التالية.

$$T_u = C_u T_a$$

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, $S_{D1}$	Coefficient $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

$C_u$  - معامل يتم ايجاده من جدول Table12.8-1 بدلالة  $S_{D1}$

$$C_u = 1.4 \text{ for } S_{D1} = 0.3605 \quad (\text{ASCE Table 12.8-1})$$

$$T_u = 1.4 * 0.914 = 1.280s$$

▪ حساب الزمن الأساسي لدور لمنشاء الاول (*Funimental Period (T)*)

تم حساب الزمن الأساسي لدور المنشأ عن طريق تعريف أنماط الإهتزاز Modal بواسطة البرنامج حيث كان:

$$T = 2.83 \text{ s} > T_u = 1.280 \text{ s}$$

وتحقيقاً لمتطلبات الكود ASCE7-16 Sec12.8.2 فقد تم استخدام Upper Limit ( $T_u$ ) لإيجاد قوة القص القاعدية.

▪ حساب قوة القص القاعدية Base Shear للمنشاء الاول

$$V_{base} = C_s \times W$$

حساب معامل الاستجابة الزلزالي للمنشاء الاول  $C_s$  من خلال المعادلة التالية:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{R/I_e} \leq \begin{cases} \text{for } T \leq T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \times R/I_e} \\ \text{for } T \geq T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \times R/I_e} \end{cases} \geq \begin{cases} C_s = 0.044 S_{Ds} I_e \\ 0.01 \\ \frac{0.5 S_{D1}}{R/I_e} \end{cases}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.646}{7/1} = 0.0923$$

$C_s$  should not exceed:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} = \frac{0.360533}{1.280 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.04015 < C_s = 0.092$$

$$V_{base} = C_s \times W = 0.04015 \times 166082.2 = 6668.2 \text{ KN}$$

$C_u$  - معامل يتم ايجاده من جدول Table12.8-1 بدلالة  $S_{D1}$

$$C_u = 1.4 \text{ for } S_{D1} = 0.3605 \quad (\text{ASCE Table 12.8-1}) \quad T_u = 1.4 * 0.914 = 1.216s$$

■ حساب الزمن الأساسي لدور لمنشاء الثاني (*Funimental Period (T)*)

تم حساب الزمن الأساسي لدور المنشأ عن طريق تعريف أنماط الإهتزاز Modal بواسطة البرنامج حيث كان:

$$T = 2.95 \text{ s} > T_u = 1.216 \text{ s}$$

وتحقيقاً لمتطلبات الكود ASCE7-16 Sec12.8.2 فقد تم استخدام Upper Limit ( $T_u$ ) لإيجاد قوة القص القاعدية.

■ حساب قوة القص القاعدية للمنشاء الثاني **Base Shear**

$$V_{base} = C_s \times W$$

حساب معامل الاستجابة الزلزالي للمنشاء الثاني  $C_s$  من خلال المعادلة التالية:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{R/I_e} \leq \begin{cases} \text{for } T \leq T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \times R/I_e} \\ \text{for } T \geq T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \times R/I_e} \end{cases} \geq \begin{cases} C_s = 0.044 S_{Ds} I_e \\ 0.01 \\ \frac{0.5 S_{D1}}{R/I_e} \end{cases}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.646}{6.5/1} = 0.0984$$

$C_s$  should not exceed:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} = \frac{0.360533}{1.216 \times \left(\frac{6.5}{1}\right)} = 0.0455 < C_s = 0.092$$

$$V_{base} = C_s \times W = 1.5 \times 0.04015 \times 229576.82 = 15668.6 \text{ KN}$$

قوة القص بالطريقة الاستاتيكية **Equivalent Lateral Force**

حساب قوة القص للمشروع الاول من البرامج الهندسية والتحليل اليدوي

Calculate by	ROBOT
Base shear (KN)	6686.2

حساب قوة القص للمشروع الثاني من البرامج الهندسية والتحليل اليدوي

Calculate by	Manual	Robot
Base Shear (KN)	15668.6	16235.4

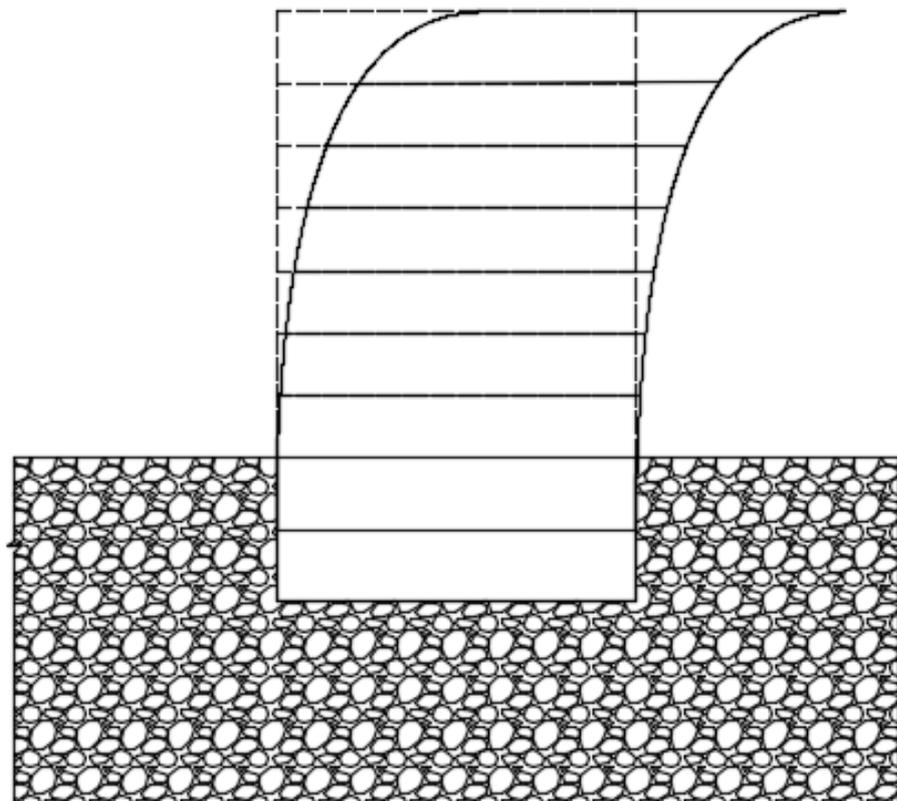
#### المقارنة بين حساب القص القاعدي من منسوب الأساس ومن سطح الأرض

يعود السبب في حساب قوة القص القاعدي من منسوب سطح الأرض، أنه في حالة استخدام جدران سائدة فإنها تعمل بشكل متكامل مع الحصيصة والبلاطة على تكوين صندوق جاسئ يقاوم الإزاحات الجانبية، مما يؤدي إلى منع الإهتزازات الحاصلة للمبنى تحت سطح الأرض. ولا تبدأ الإنتقالات الحاصلة للمبنى إلا من فوق سطح الأرض كما هو موضح بالشكل التالي.

مع التنبيه على أن هذه الفلسفة عبارة عن كلام فضفاض لا يستند إلى أي مرجع علمي وإنما من واقع الخبرة لدى المهندسين.

بالنسبة لمشروعنا فإنه وبحسب اشتراطات الكود غير مسموح بإجراء عملية التحليل بالطريقة المكافئة، مع العلم أن التحكم في حساب قوة القص القاعدي من أي منسوب لا يمكن إلا بالطريقة المكافئة، أما الطريقة التي تعتمد على طيف الإستجابة فلا يمكن التحكم بمنسوب حساب قوة القص القاعدي نظراً لأنها تعتمد على تسليط اهتزازات على المبنى بالكامل وليس تسليط قوة مباشرة كما في الطريقة المكافئة.

تم إجراء هذه المقارنة حصراً لمعرفة الأختلافات في النتائج بين حساب قوة القص القاعدي من منسوب الأساس وايضاً بالمقابل حسابها من منسوب سطح الأرض، مع التنبيه أنه لم يتم اعتماد النتائج التي تم الحصول عليها في عملية التصميم.



## ■ المقارنة بين توزيع قوة القص الطابقي

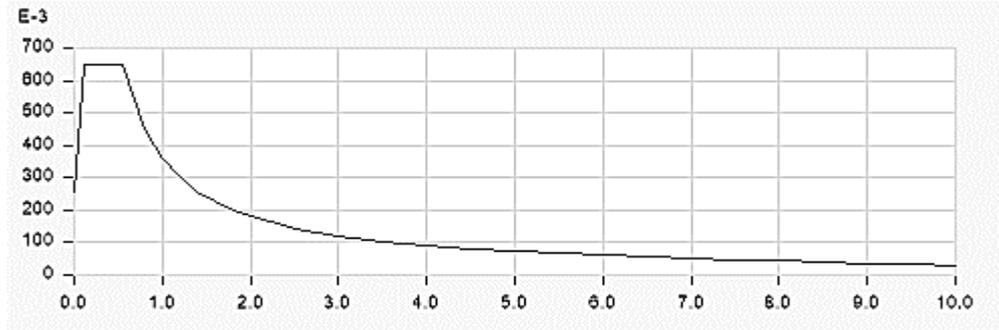
تغيير المنسوب لا يؤثر بشكل مباشر على تخفيض قوة القص القاعدي، حيث أن التغير في المنسوب يدخل في حساب الزمن التقريبي والذي بدوره يتناسب عكسياً مع قوة القص القاعدي. ويدخل في حساب وزن المنشأ والذي بدوره يتناسب طردياً مع قوة القص القاعدي. في المشروع الخاص بنا، نلاحظ أن قيمة قوة القص القاعدي عند حسابها من سطح الأرض أقل من قيمتها عند حسابها من منسوب الأساس.

## التحليل الديناميكي Dynamic Analysis

■ إنشاء طيف إستجابة تصميمي وفقاً للمتغيرات الزلزالية

RESPONS SPECTRUM FOR SANA'A CITY			
<b>Ss(g)</b>	0.830	<b>S1(g)</b>	0.250
<b>Fa</b>	1.168	<b>Fv</b>	2.100
<b>Sms</b>	0.969	<b>Sml(g)</b>	0.525
<b>SDS(g)</b>	0.646	<b>SD1(g)</b>	0.3605
<b>T0</b>	0.108	<b>Ts</b>	0.542
<b>TL</b>			8

لذلك يكون مخطط طيف الاستجابة التصميمي هو كالتالي:



■ تحليل أنماط الاهتزاز للمنشاء Analysis Modal

تم استخدام عدد من الأنماط بحيث تم تحقيق متطلب الكود ASCE7-16 Sec.12.9.1.1 بحيث أن عدد الأنماط المستخدمة لا تقل فيهم نسبة مشاركة الكتلة عن 90 % .

**الشكل الموضح يمثل نمط الاهتزاز الأول**

Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
1.98	0.00	31.12	0.0	0.00	31.12	0.0	34969577.36	34969577.3
1.72	0.01	68.87	0.0	0.01	37.75	0.0	34969577.36	34969577.3
1.59	69.89	68.87	0.0	69.88	0.00	0.0	34969577.36	34969577.3
0.50	69.89	74.37	0.0	0.00	5.50	0.0	34969577.36	34969577.3
0.43	69.89	85.30	0.0	0.00	10.93	0.0	34969577.36	34969577.3
0.41	85.82	85.30	0.0	15.93	0.00	0.0	34969577.36	34969577.3
0.22	85.82	87.37	0.0	0.00	2.06	0.0	34969577.36	34969577.3
0.19	85.83	91.59	0.0	0.00	4.23	0.0	34969577.36	34969577.3
0.18	91.86	91.60	0.0	6.03	0.00	0.0	34969577.36	34969577.3
0.12	91.86	92.83	0.0	0.00	1.23	0.0	34969577.36	34969577.3
0.11	94.99	92.83	0.0	3.13	0.00	0.0	34969577.36	34969577.3
0.11	94.99	94.82	0.0	0.00	1.99	0.0	34969577.36	34969577.3
0.08	94.99	95.65	0.0	0.00	0.83	0.0	34969577.36	34969577.3
0.07	96.79	95.65	0.0	1.80	0.00	0.0	34969577.36	34969577.3



التحقق من الإزاحة الطابقية Drift

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

ASCE 7-16 Equ (12.8-15)

- $C_d$  عامل تضخيم الانتقال.
  - $\delta_{xe}$  الانتقال المرين للنقطة المطلوبة الناتجة من التحليل المرين.
  - $\delta_x$  الانتقال اللدن للنقطة المطلوبة الناتجة من تصرف المنشأ بعد مرحلة المرونة.
- ومن هذا الجدول الموضح في الكود نجد أن قيمة الإزاحة الطابقية المسموح بها للمنشاء هي:

$$\Delta_{all} = 0.02 * h_{sx} \text{ for Risk Category II}$$

$h_{sx}$  : عبارة عن ارتفاع الطابق

Table 12.12-1 Allowable Story Drift,  $\Delta_s^{a,b}$

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

الجدول التالي يوضح التحقق من الإنزياحات الطابقية في اتجاه المحور للمشروع من النظام الخاص X

story	HEIGHT(m)	UX (mm)	EX(mm)	ε allowable(mm)	CHECK for EX
Level 1	3.6	9.22	9.22	72	OK
Level 2	3.3	23.08	13.86	66	OK
Level 3	3.3	39.68	16.6	66	OK
Level 4	3.3	58	18.32	66	OK
Level 5	3.3	77.24	19.24	66	OK
Level 6	3.3	96.84	19.6	66	OK
Level 7	3.3	116.45	19.61	66	OK
Level 8	3.3	135.81	19.36	66	OK
Level 9	3.3	154.79	18.98	66	OK
Level 10	3.3	173.26	18.47	66	OK
Level 11	3.3	191.16	17.9	66	OK
Level 12	3.3	208.41	17.25	66	OK
Level 13	3.3	224.98	16.57	66	OK
Level 14	3.3	240.85	15.87	66	OK
Level 15	3.3	255.83	14.98	66	OK

الجدول التالي يوضح التحقق من الإنزياحات الطابقية في اتجاه المحور للمشروع من النظام الخاص Y

story	UY (mm)	εY (mm)	ε allowable(mm)	CHECK for εY
Level 1	8.51	8.51	72	OK
Level 2	22.53	14.02	66	OK
Level 3	39.85	17.32	66	OK
Level 4	59.2	19.35	66	OK
Level 5	79.6	20.4	66	OK
Level 6	100.39	20.79	66	OK
Level 7	121.08	20.69	66	OK
Level 8	141.38	20.3	66	OK
Level 9	161.05	19.67	66	OK
Level 10	179.97	18.92	66	OK
Level 11	198.03	18.06	66	OK
Level 12	215.17	17.14	66	OK
Level 13	231.41	16.24	66	OK
Level 14	246.8	15.39	66	OK
Level 15	261.3	14.5	66	OK

الجدول التالي يوضح التحقق من الإنزياحات الطابقية في اتجاه المحور X للمشروع من النظام المتوسط

story	HEIGHT(m)	UX (mm)	EX(mm)	ε allowable(mm)	CHECK for EX
Level 1	3.5	8.9	8.9	70	OK
Level 2	3.3	20.4	11.5	66	OK
Level 3	3.3	33.6	13.2	66	OK
Level 4	3.3	47.8	14.2	66	OK
Level 5	3.3	62.6	14.8	66	OK
Level 6	3.3	77.6	15	66	OK
Level 7	3.3	92.6	15	66	OK
Level 8	3.3	107.5	14.9	66	OK
Level 9	3.3	122.1	14.6	66	OK
Level 10	3.3	136.3	14.2	66	OK
Level 11	3.3	150	13.7	66	OK
Level 12	3.3	163.3	13.3	66	OK
Level 13	3.3	176.1	12.8	66	OK
Level 14	3.3	188.5	12.4	66	OK

الجدول التالي يوضح التحقق من الإنزياحات الطابقية في اتجاه المحور Y للمشروع من النظام المتوسط

story	UY (mm)	εY (mm)	ε allowable(mm)	CHECK for εY
Level 1	8.3	8.3	70	OK
Level 2	19.3	11	66	OK
Level 3	32	12.7	66	OK
Level 4	46	14	66	OK
Level 5	60.6	14.6	66	OK
Level 6	75.7	15.1	66	OK
Level 7	90.9	15.2	66	OK
Level 8	106	15.1	66	OK
Level 9	121	15	66	OK
Level 10	135.7	14.7	66	OK
Level 11	150.1	14.4	66	OK
Level 12	164	13.9	66	OK
Level 13	177.6	13.6	66	OK
Level 14	191.5	13.9	66	OK

التحقق من إدخال أو إهمال تأثير P-Delta Effects

ويتم أخذ هذه التأثيرات بعين الإعتبار عندما تكون الأزاحات المتولدة على الطوابق كبيرة جداً أي عندما تكون نسبة العزوم الثانوية إلى العزوم الرئيسية لأي طابق أكبر من (0.1) ويعبر عن هذه النسبة بالعلاقة التالية:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_x C_d} \quad \text{ASCE 7 - 16 Equ (12.8 - 16)}$$

is the total design vertical load at and above level x  $P_x$

,  $I_e$  is the importance factor is the design story drift  $\Delta$

is the seismic shear force acting between level x and x-1  $V_x$

is the story height below level x ,  $C_d$  is the deflection amplification factor  $h_x$

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{ASCE 7 - 16 Equ (12.8 - 17)} \quad \text{ويجب الا تزيد عن القيمة التالية}$$

is the ratio of shear demand to shear capacity for the story between Levels x and x-1. This ratio  $\beta$  permitted to be taken as 1.0 conservatively.

تم التحقق في الإتجاهين:

التحقق في اتجاه X للمشروع من نوع النظام الخاص

$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_x C_d}$ 
ASCE 7 - 10 Equ (12.8 - 16)
 $\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$

**CHECK PΔ effect X DIRECTION**

story	PX (Kg)	PX (KN)	PX (KN) TOTAL	ΔX(mm)	Vx	h	θ	θ max	CHECK
Level 1	3778391.93	37066.02483	166708.1226	9.22	6659.25	3.6	0.011657279	0.090909091	NO NEED
Level 2	963674.69	9453.648709	129642.0978	13.86	6429.64	3.3	0.01539735	0.090909091	NO NEED
Level 3	942367.43	9244.624488	120188.4491	16.6	6069.56	3.3	0.018110773	0.090909091	NO NEED
Level 4	942367.43	9244.624488	110943.8246	18.32	5619.76	3.3	0.019926646	0.090909091	NO NEED
Level 5	942367.43	9244.624488	101699.2001	19.24	5176.48	3.3	0.020826267	0.090909091	NO NEED
Level 6	942367.43	9244.624488	92454.57563	19.6	4778.34	3.3	0.020894443	0.090909091	NO NEED
Level 7	942367.43	9244.624488	83209.95114	19.61	4442.01	3.3	0.020239356	0.090909091	NO NEED
Level 8	942367.43	9244.624488	73965.32666	19.36	4198.75	3.3	0.018790437	0.090909091	NO NEED
Level 9	942367.43	9244.624488	64720.70217	18.98	4052.06	3.3	0.01670271	0.090909091	NO NEED
Level 10	942367.43	9244.624488	55476.07768	18.47	3941.76	3.3	0.014322071	0.090909091	NO NEED
Level 11	942367.43	9244.624488	46231.45319	17.9	3795.3	3.3	0.012013453	0.090909091	NO NEED
Level 12	942367.43	9244.624488	36986.8287	17.25	3569.5	3.3	0.009848094	0.090909091	NO NEED
Level 13	942367.43	9244.624488	27742.20422	16.57	3201.33	3.3	0.007911456	0.090909091	NO NEED
Level 14	942367.43	9244.624488	18497.57973	15.87	2558.28	3.3	0.006322184	0.090909091	NO NEED
Level 15	943216.64	9252.955238	9252.955238	14.98	1485.77	3.3	0.005140011	0.090909091	NO NEED

التحقق في اتجاه للمشروع من نوع النظام الخاص

$$\theta = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_x C_d}$$

$$ASCE 7 - 10 Equ (12.8 - 16) \theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

CHECK PΔ effect Y DIRECTION

story	PY (Kg)	PY (KN)	PY (KN) TOTAL	Δ UY (cm)	VY (kN)	h	θ	θ max	CHECK
Level 1	3778391.93	37066.02483	166708.1226	8.51	6662.88	3.6	0.01075373	0.090909091	NO NEED
Level 2	963674.69	9453.648709	129642.0978	14.02	6418.34	3.3	0.015602519	0.090909091	NO NEED
Level 3	942367.43	9244.624488	120188.4491	17.32	6042.34	3.3	0.018981426	0.090909091	NO NEED
Level 4	942367.43	9244.624488	110943.8246	19.35	5599.71	3.3	0.021122336	0.090909091	NO NEED
Level 5	942367.43	9244.624488	101699.2001	20.4	5207.78	3.3	0.021949187	0.090909091	NO NEED
Level 6	942367.43	9244.624488	92454.57563	20.79	4878.9	3.3	0.021706228	0.090909091	NO NEED
Level 7	942367.43	9244.624488	83209.95114	20.69	4583.95	3.3	0.0206928	0.090909091	NO NEED
Level 8	942367.43	9244.624488	73965.32666	20.3	4334.3	3.3	0.019086602	0.090909091	NO NEED
Level 9	942367.43	9244.624488	64720.70217	19.67	4141.26	3.3	0.016937077	0.090909091	NO NEED
Level 10	942367.43	9244.624488	55476.07768	18.92	3959.69	3.3	0.01460458	0.090909091	NO NEED
Level 11	942367.43	9244.624488	46231.45319	18.06	3741.38	3.3	0.012295518	0.090909091	NO NEED
Level 12	942367.43	9244.624488	36986.8287	17.14	3484.78	3.3	0.010023189	0.090909091	NO NEED
Level 13	942367.43	9244.624488	27742.20422	16.24	3150.85	3.3	0.007878121	0.090909091	NO NEED
Level 14	942367.43	9244.624488	18497.57973	15.39	2672.54	3.3	0.00609698	0.090909091	NO NEED
Level 15	943216.64	9252.955238	9252.955238	14.5	1530.14	3.3	0.00483104	0.090909091	NO NEED

التحقق في اتجاه X للمشروع من نوع النظام المتوسط

$$\theta = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_x C_d}$$

$$ASCE 7 - 10 Equ (12.8 - 16) \theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

CHECK PΔ effect X DIRECTION

story	PX (Kg)	PX (KN)	PX (KN) TOTAL	EX(mm)	Vx	h	θ	θ max	CHECK
Level 1	2536511.91	24883.18184	344482.878	8.9	22016.24	3.5	0.007957496	0.1	NO NEED
Level 2	2506074.62	24584.59202	319599.6962	11.5	21865.67	3.3	0.010187262	0.1	NO NEED
Level 3	2506074.62	24584.59202	295015.1042	13.2	21539.13	3.3	0.010957364	0.1	NO NEED
Level 4	2506074.62	24584.59202	270430.5121	14.2	21017.55	3.3	0.011073324	0.1	NO NEED
Level 5	2506074.62	24584.59202	245845.9201	14.8	20288.63	3.3	0.010868962	0.1	NO NEED
Level 6	2506074.62	24584.59202	221261.3281	15	19342.7	3.3	0.0103991	0.1	NO NEED
Level 7	2506074.62	24584.59202	196676.7361	15	18171.68	3.3	0.009839323	0.1	NO NEED
Level 8	2506074.62	24584.59202	172092.1441	14.9	16768.6	3.3	0.009267585	0.1	NO NEED
Level 9	2506074.62	24584.59202	147507.552	14.6	15127.33	3.3	0.008628214	0.1	NO NEED
Level 10	2506074.62	24584.59202	122922.96	14.2	13242.37	3.3	0.007988619	0.1	NO NEED
Level 11	2506074.62	24584.59202	98338.36799	13.7	11108.7	3.3	0.007350153	0.1	NO NEED
Level 12	2506074.62	24584.59202	73753.77597	13.3	8721.73	3.3	0.00681631	0.1	NO NEED
Level 13	2506074.62	24584.59202	49169.18395	12.8	6077.23	3.3	0.00627644	0.1	NO NEED
Level 14	2506074.61	24584.59192	24584.59192	12.4	3171.22	3.3	0.005826052	0.1	NO NEED

التحقق في اتجاه Y للمشروع من نوع النظام المتوسط

$$\theta = \frac{P_y \Delta_l}{V_y h_x C_d}$$

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

ASCE 7 - 10 Equ (12.8-16)

CHECK PΔ effect Y DIRECTION

story	PY (Kg)	PY (KN)	PY (KN) TOTAL	Δ UY (cm)	VY (kN)	h	θ	θ max	CHECK
Level 1	2536511.91	24883.18184	344482.878	8.3	22016.24	3.5	0.007421036	0.1	NO NEED
Level 2	2506074.62	24584.59202	319599.6962	11	21865.67	3.3	0.009744337	0.1	NO NEED
Level 3	2506074.62	24584.59202	295015.1042	12.7	21539.13	3.3	0.010542312	0.1	NO NEED
Level 4	2506074.62	24584.59202	270430.5121	14	21017.55	3.3	0.010917362	0.1	NO NEED
Level 5	2506074.62	24584.59202	245845.9201	14.6	20288.63	3.3	0.010722084	0.1	NO NEED
Level 6	2506074.62	24584.59202	221261.3281	15.1	19342.7	3.3	0.010468427	0.1	NO NEED
Level 7	2506074.62	24584.59202	196676.7361	15.2	18171.68	3.3	0.009970514	0.1	NO NEED
Level 8	2506074.62	24584.59202	172092.1441	15.1	16768.6	3.3	0.009391982	0.1	NO NEED
Level 9	2506074.62	24584.59202	147507.552	15	15127.33	3.3	0.008864603	0.1	NO NEED
Level 10	2506074.62	24584.59202	122922.96	14.7	13242.37	3.3	0.008269908	0.1	NO NEED
Level 11	2506074.62	24584.59202	98338.36799	14.4	11108.7	3.3	0.007725708	0.1	NO NEED
Level 12	2506074.62	24584.59202	73753.77597	13.9	8721.73	3.3	0.007123812	0.1	NO NEED
Level 13	2506074.62	24584.59202	49169.18395	13.6	6077.23	3.3	0.006668717	0.1	NO NEED
Level 14	2506074.61	24584.59192	24584.59192	13.9	3171.22	3.3	0.006530817	0.1	NO NEED

من الجدولين السابقين نلاحظ أنه لا يوجد ضرورة لإدخال تأثير P-delta



## التحقق في اتجاه X للمشروع من نوع النظام الخاص

191	CHECK FOR OVER TURNING Y DIRECTION										
192	story	MASS (Kg)	MASS (KN)	Yi	M resting	FY (kN)	FY for each story	h	h total	M over turning	F.S
193	Level 1	3778391.93	28566.78534	12.7	362798.1738	6662.88	244.54	3.6	3.6	880.344	7.389436099
194	Level 2	963674.69	7285.92706	12.7	92531.27366	6418.34	376	3.3	6.9	2594.4	
195	Level 3	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	6042.34	442.63	3.3	10.2	4514.826	
196	Level 4	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	5599.71	391.93	3.3	13.5	5291.055	
197	Level 5	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	5207.78	328.88	3.3	16.8	5528.184	
198	Level 6	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	4878.9	294.95	3.3	20.1	5928.495	
199	Level 7	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	4583.95	249.65	3.3	23.4	5841.81	
200	Level 8	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	4334.3	193.04	3.3	26.7	5154.168	
201	Level 9	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	4141.26	181.57	3.3	30	5447.1	
202	Level 10	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	3959.69	218.31	3.3	33.3	7269.723	
203	Level 11	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	3741.38	256.6	3.3	36.6	9391.56	
204	Level 12	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	3484.78	333.93	3.3	39.9	13323.807	
205	Level 13	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	3150.85	578.31	3.3	43.2	24982.992	
206	Level 14	942367.43	7124.832093	12.7	90485.36758	2572.54	1042.4	3.3	46.5	48471.6	
207	Level 15	943216.64	7131.252602	12.7	90566.90805	1530.14	1530.14	3.3	49.8	76200.972	







التحقق من نسبة مشاركة الإطارات

التحقق في الإتجاه من نوع النظام الإتثاني الخاص X

نسبة المشاركة في اتجاة X					
level	FX (kN)	FX to columnns (kN)	FX to walls (kN)	ratio	check
1	6659.25	4583.05	2076.19	68.82231483	ok
2	6429.64	2214.27	4215.37	34.43847556	ok
3	6069.56	2572.97	3496.6	42.39137598	ok
4	5619.76	2679.74	2940.03	47.68424274	ok
5	5176.48	2723.61	2452.87	52.61509752	ok
6	4778.34	2712.73	2065.61	56.77138923	ok
7	4442.01	2670.5	1771.51	60.11918028	ok
8	4198.75	2621.39	1577.36	62.43262876	ok
9	4052.06	2566.25	1485.81	63.33198423	ok
10	3941.76	2502.48	1439.28	63.48636142	ok
11	3795.3	2416.07	1379.22	63.65952626	ok
12	3569.5	2300.78	1268.71	64.45664659	ok
13	3201.33	2154.02	1047.3	67.28515961	ok
14	2558.28	1941.98	616.3	75.90959551	ok
15	1485.77	2207.08	-721.3	148.547891	ok
		من الحالة الثانية		64.7967913	ok

التحقق في الإتجاه من نوع النظام الانشائي الخاص Y

level	نسبة المشاركة في اتجاه Y			ratio	check
	FY (kN)	FY to columns (kN)	FY to walls (kN)		
1	6662.88	3807.08	2855.8	57.13865476	ok
2	6418.34	2553.91	3864.42	40.59081819	ok
3	6042.34	3056.92	2985.42	50.5916582	ok
4	5599.71	3285.69	2314.03	58.6760743	ok
5	5207.78	3363.84	1843.93	64.59259032	ok
6	4878.9	3352.29	1526.61	68.70995511	ok
7	4583.95	3281.55	1302.4	71.58782273	ok
8	4334.3	3192.48	1141.82	74.40618439	ok
9	4141.26	3084.07	1057.19	74.47177912	ok
10	3959.69	2967.44	992.25	74.94122015	ok
11	3741.38	2832.82	908.55	75.71591231	ok
12	3484.78	2671.7	813.08	76.6676806	ok
13	3150.85	2488.93	661.92	78.9923354	ok
14	2572.54	2206.71	365.83	85.77942423	ok
15	1530.14	2433.13	-902.99	159.0135543	ok
			من الحالة الثانية	74.12504427	ok

## التحقق في الإتجاه من نوع النظام الانشائي المتوسط X

نسبة المشاركة في إتجاه X					
level	FX (kN)	FX to columns (kN)	FX to walls (kN)	ratio	check
1	22016.24	2950.47	19065.77	13.40133465	not ok
2	21865.67	3973.92	17891.75	18.174243	not ok
3	21539.13	5466.08	16073.06	25.37744096	ok
4	21017.55	6376.73	14640.81	30.34002536	ok
5	20288.63	7006.09	13282.54	34.5321	ok
6	19342.7	7364.04	11978.67	38.07141712	ok
7	18171.68	7505.15	10666.53	41.30135464	ok
8	16768.6	7460.86	9307.74	44.49304056	ok
9	15127.33	7289.57	7837.77	48.18808078	ok
10	13242.37	6905.16	6337.21	52.14444242	ok
11	11108.7	6509.92	4598.78	58.60199663	ok
12	8721.73	6256.67	2465.06	71.73657061	ok
13	6077.23	5397.33	679.9	88.8123372	ok
14	3171.22	7438.62	-4267.4	234.5665075	ok
		من الحالة الثانية		57.12434939	ok

## التحقق في الاتجاه من نوع النظام الانشائي المتوسط Y

نسبة المشاركة في اتجاه Y					
level	FY (kN)	FY to columns (kN)	FY to walls (kN)	ratio	check
1	22016.24	2896.08	FY to walls (kN)	13.15428974	not ok
2	21865.67	3920.04	19120.16	18.72782933	not ok
3	21539.13	5451.3	17945.63	25.30882167	ok
4	21017.55	6436.33	16087.83	30.6235979	ok
5	20288.63	7148.82	14581.22	35.23559748	ok
6	19342.7	7589.73	13139.81	39.2382139	ok
7	18171.68	7812.08	11752.97	42.99041145	ok
8	16768.6	7822.37	10359.6	47.39891523	ok
9	15127.33	7796.25	8946.24	51.53751521	ok
10	13242.37	7038.1	7331.08	53.14834127	ok
11	11108.7	6683.18	6204.27	60.16167508	ok
12	8721.73	6921.92	4425.52	79.36407112	ok
13	6077.23	5893.8	1799.82	96.98168409	ok
14	3171.22	8469.3	183.42	267.0675639	ok
			-5298.08		
		من الحالة الثانية		61.4956091	ok





# الباب الخامس

البلاطات Slabs



## مقدمة عامة عن البلاطات Introduction

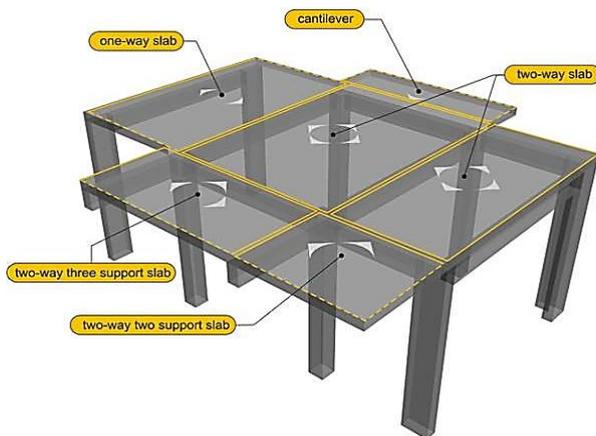
البلاطات الخرسانية المسلحة يتم تنفيذها بحيث تعطينا أسطح مستوية، عادة تكون أفقية. تستخدم في المنازل كأرضيات أو أسقف، كما تستخدم في أنواع مختلفة من المنشآت كالجسور.

## • تعريفها

البلاطة عبارة عن عناصر انشائي ذات سطح افقي مستوي وتكون سماكتها صغيرة مقارنة بأبعادها الأخرى وتعتبر هي الوسط الذي تنقل الاحمال المسلطة عليها الى الركائز سواء كانت مستندة على أعمدة او كمرات او جدران.

## • الغرض الإنشائي منها

تستخدم البلاطات في منشآت المباني لتغطيتها وأيضاً لنقل الاحمال الرأسية الناتجة عن الوزن الذاتي والاحمال الحية فوقها ومنها الى الكمرات او الاعمدة وكذلك قد تستخدم لنقل الحمال الجانبية الناتجة من الزلازل والرياح الى العناصر الراسية المقاومة للقوى الجانبية ولكي تقوم بنقل مثل هذه الاحمال لابد من تصميمها لأجل هذا الغرض.



## تصنيف البلاطات Classify of Slabs

من حيث طريقة التشييد

- البلاطات مصمتة (solid slabs)
- بلاطات المصعبة (ribbed slabs)
- البلاطات المسطحة (Flat slabs / Flat plate)
- البلاطات المصعبة المفرغة (Waffle slabs)

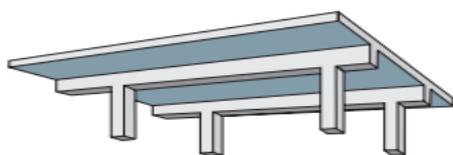
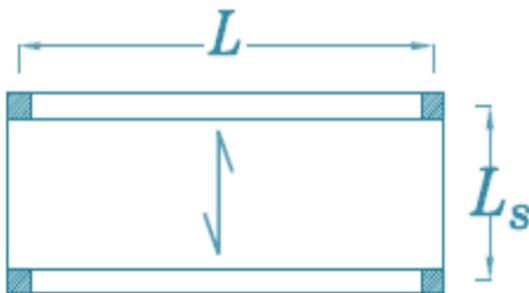
من حيث طريقة نقل الأحمال

- البلاطات أحادية الاتجاه
- البلاطات ثنائية الاتجاه

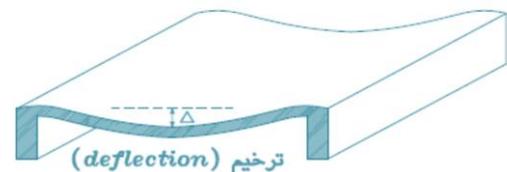
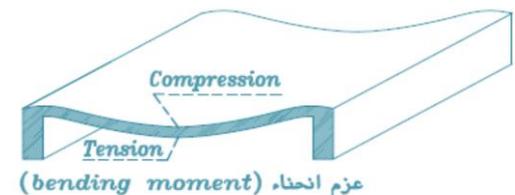
## • البلاطات أحادية الاتجاه

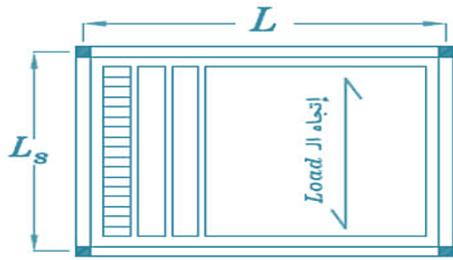
(one way solid slabs) البلاطات المصمتة

عندما تكون البلاطات مرتكزة من جهة واحدة او جهتين على جدران او كمرات فان الانحناء سيحدث في الاتجاه المتعامد على الحواف المرتكزة عليها عندما تكون البلاطة مسنودة من جميع الجوانب وكانت النسبة بين الطول الى العرض أكبر من 2 يعني ذلك ان 95% من الأحمال تنتقل في الاتجاه القصير.

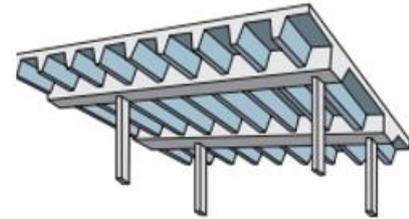
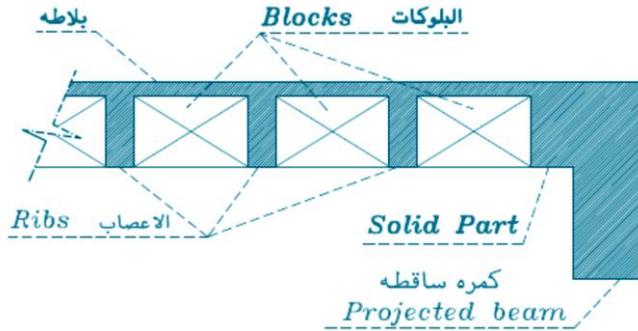


Solid one-way slab with beams



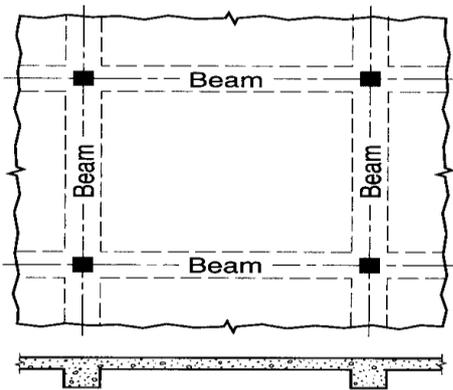


(one way ribbed slabs) البلاطات المصعبة تحتوي هذه البلاطات على أعصاب في الاتجاه القصير لها، وتنقل الأحمال على البلاطة خلال هذه الأعصاب التي تكون منتظمة المسافة فيما بينها على طول البلاطة، ويكون سمك البلاطة المصممة التي تستقبل الأحمال أصغر مما هو في النوع السابق، ويمكن ترك الفراغات بين الأعصاب بدون عمل أي مواد مالئة أو استخدام مواد مالئة.



البلاطات ثنائية الاتجاه

(two way solid slab) البلاطات المصممة عندما تكون البلاطة مسنودة من الجهات الأربع ونسبة الطول الى القصير اقل من 2, يعني ذلك ان البلاطة ستتحني في الاتجاهين وحمل البلاطة سوف يتم نقله في اتجاهين الى الكمرات الأربع



(b) Two-way slab

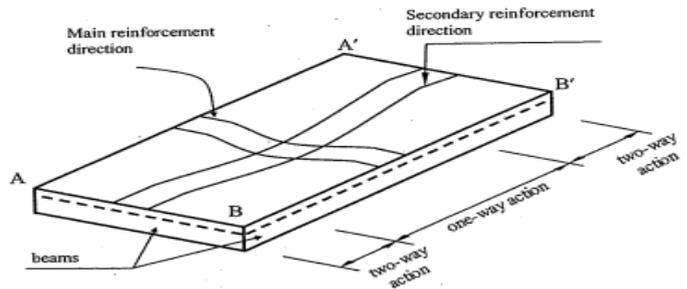
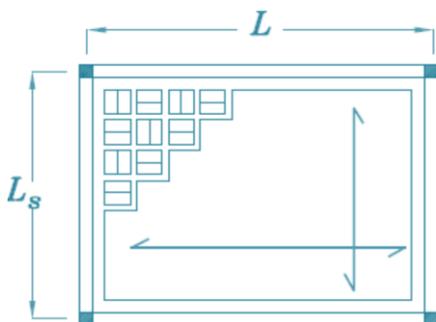
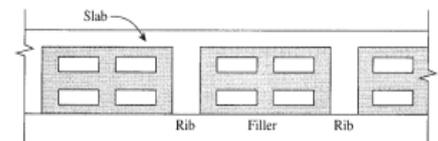
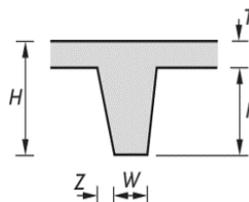
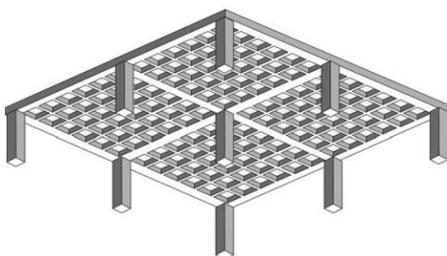
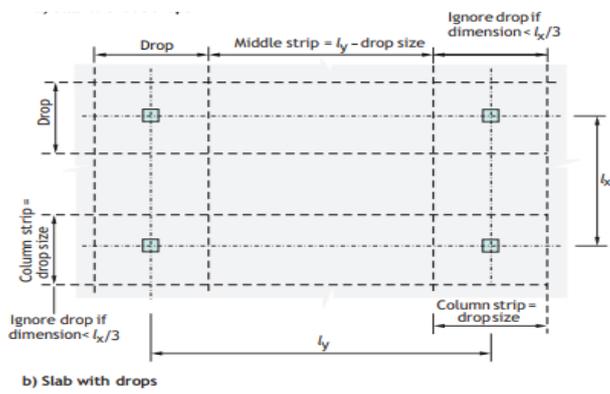


Fig. 1.2 Structural action of one-way slabs

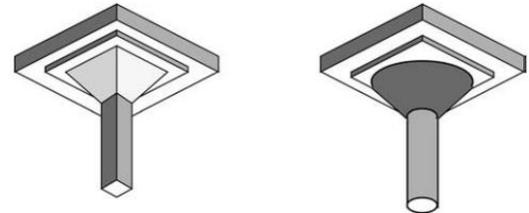


(Two Way Ribbed Slabs) البلاطات المصعبة هذا النوع من البلاطات يكون له سمك صغير بالنسبة للبلاطة المسطحة التي تستقبل الأحمال، وينقل هذا النوع الأحمال على أعصاب من الخرسانة المسلحة التي تنقل الأحمال إلى الجسور الداعمة في الاتجاهين، بحيث تكون المسافات الفاصلة بين الأعصاب متساوية، ويمكن أن تكون الأعصاب مائلة بزاوية 45 أو 60 درجة. ويتم في هذا النوع ملء الفراغات بين الأعصاب باستخدام مواد خفيفة وعادة يتم الاستفادة منها بوضع مواد عازلة.

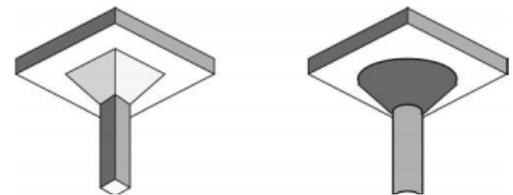




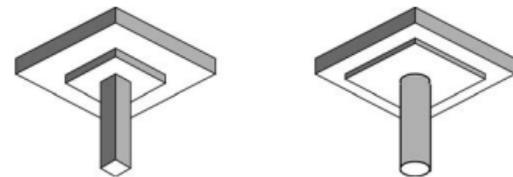
٣) البلاطات المسطحة (Flat slabs) وهي عبارة عن بلاطة ترسل أحمالها في الاتجاهين، وعادة لا تحتوي على جسر داعمة وإنما يتم نقل الأحمال مباشرة إلى الأعمدة الساندة لها. وأهم القوى التصميمية التي يجب الانتباه إليها في هذا النوع هي قوة الاختراق للعمود خلال البلاطة بسبب صغر سمك البلاطة، وهنا يتم معالجة هذه القضية بأحد الحلول الثلاثة التالية:



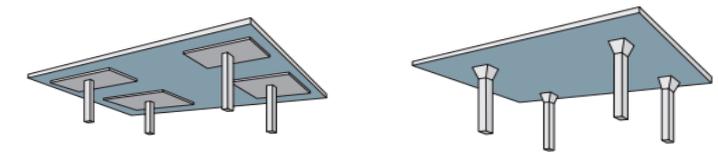
• Column Capital with drop



• Column capital only

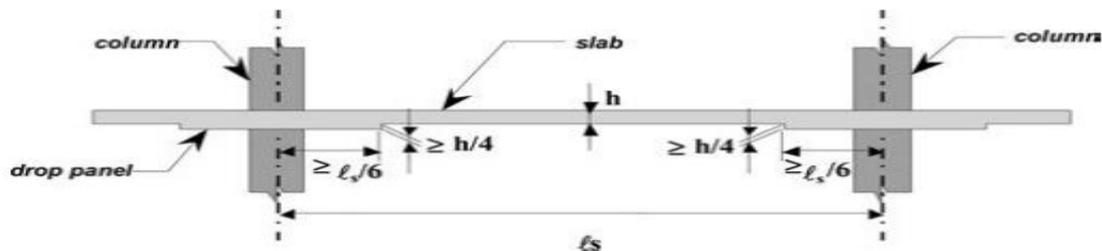
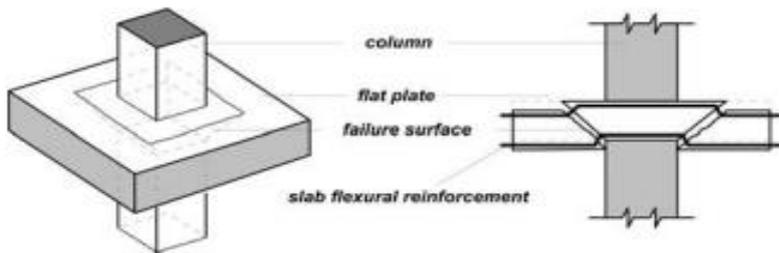


• Drop panel only



Solid flat slab with drops

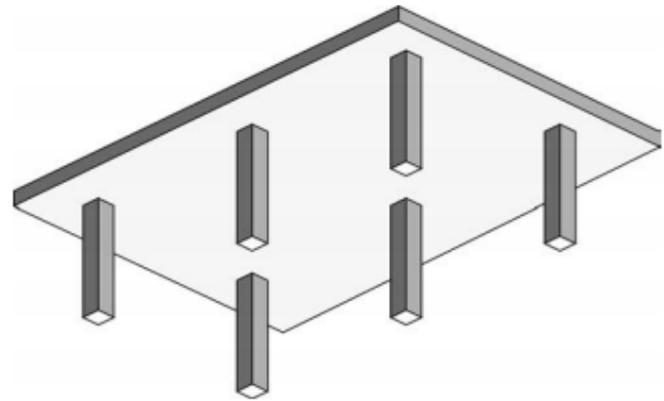
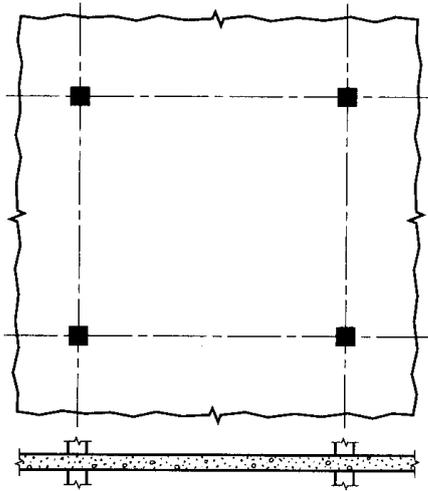
Solid flat slab with column heads



النوع الأخير وهو النوع الأقل استخداماً في هذه الحالة لحل مشكلة الاختراق في هذا البلاطات المسطحة.

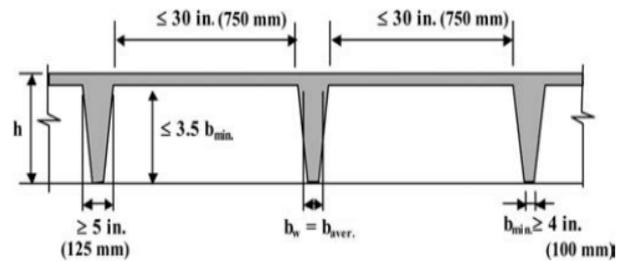
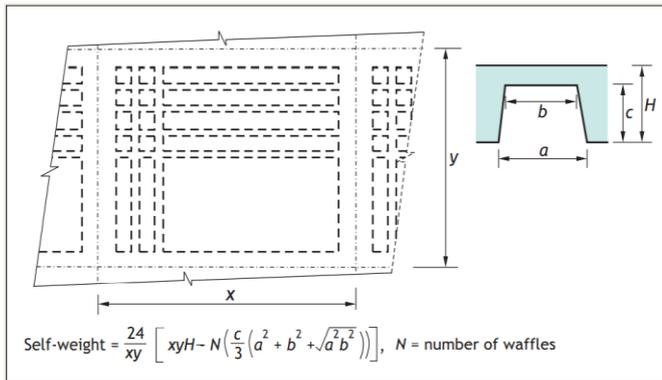
## Flat Plate Slab (٤)

وهي نفس البلاطة السابقة تماماً إلا ان الفرق هنا هو عدم استخدام Column Capital و/أو Drop Panel لمعالجة مشكلة الاختراق في البلاطة، وإنما يتم زيادة سمك البلاطة في هذه الحالة.



## ٥) البلاطات المصعبة المفرغة (Waffle slabs)

وهذا النوع من البلاطات مشابه تماماً لـ Two Way Ribbed إلا ان الفراغات بين الأعصاب تكون غير ممثلة وتترك فارغة، بحيث تعطي شكل فجوات في السقف، وهذا النوع يكون غير مسنود بجسور محيطة به وإنما يستند على الأعمدة مباشرة. ولو تم سنده على جسور يصبح Two-way Ribbed Slab.



## العوامل التي تحدد النوع الأنسب من البلاطات.

اختيار النوع المناسب قد لا يكون ثابت بشكل دائم، أي لا يمكن اختيار نوع واحد من البلاطات واعتباره الاقتصادي والأنسب لجميع الحالات والمناطق، يوجد أنواع مختلفة من البلاطات وكل منها لها مميزات خاصة تميزها عن غيرها من البلاطات، إذ يختلف النوع المناسب حسب المنطقة كذلك ومراعاة وفرة المواد الخام في المنطقة، ويعتمد اختيار البلاطة المناسبة والاقتصادية على عدة أمور، من أهمها.

- نوعية المنشأة، فيما لو كانت منشأة عسكرية أو نووية أو سكنية أو تجارية أو تعليمية أو طبية أو غيرها من المنشآت المختلفة.
- طول البحر، ويعد هذا من أهم الأمور التي يجب مراعاتها عند اختيار نوعية البلاطة
- الأحمال، ويتم هنا الاهتمام بالأحمال الحية نوعاً وكماً ليتم اختيار النوع المناسب من البلاطات في هذه الحالة.
- تكلفة المواد المستخدمة في البلاطة، وهي الخرسانة والحديد، بحيث يتم مراعاة سعر كلاً منهما ثم تحديد نوع البلاطة الاقتصادي في المنطقة المراد عمل المشروع فيها.
- التصميم والاختيار المعماري، فقد يحدد المهندس المعماري في التصميم نوعية معينة للبلاطة وعندها يجب الالتزام بها ولكن بمنطقية ومراعاة للمسافات والأحمال المطلوبة للبلاطة. إذ انه من المستحيل إرضاء المهندس المعماري باختياره لنوع معين من البلاطات يصعب التعامل معها إنشائياً.
- مقدار العزل المطلوب للصوت في المنشآت.
- اختيار صاحب العمل، وكذلك مع مراعاة المسافات والأحمال على البلاطة.

## الأحمال على البلاطات Load on Slabs

## • أحمال الجاذبية (Gravity Loads)

## ▪ أحمال دائمة (الأحمال الميتة)

وتشمل الوزن الذاتي للبلاطة وكذلك احمال القواطع والتشطيبات (البلاط - الرمل....)

## ▪ أحمال مؤقتة (الأحمال الحية)

قيمة الحمل الحي يعتمد على نوع المنشأ وطبيعة استخدامه وعادة يتم الحصول على الاحمال الحية من جداول على حسب استخدام المنشأ معدة من قبل منظمات ومعاهد هندسية.

	Density KN/m <sup>3</sup>
Tiles 2 cm	20
Mortar 2 cm	18
Sand 5 cm	16
RC Slab	25
Plaster 1.5 cm	20

## • أحمال جانبية (Lateral Loads)

وتشمل أحمال الرياح والزلازل

## الأحمال والأطوال المسموحة لكل نوع من البلاطات:

نوع البلاطة	الطول (m)	الحمل KN/m <sup>2</sup>	ملاحظة
بلاطة مصممة مستندة على جسر في اتجاهين	6-9	3-6	تزيد الجسور من جساءة البلاطة. تتطلب شغل إضافي لعمل الجسور عند تنفيذها.
بلاطة مصممة مستندة على جسر في اتجاه واحد	3-6	3-5	يمكن استخدامها للمسافات الكبيرة ولكن بتكلفة كبيرة. تتطلب شغل إضافي للقوالب الجسور.
بلاطة معصبة في اتجاه واحد	6-9	4-6	كمية أقل من الحديد والخرسانة. تكلفة أعلى للتنفيذ خاصة النوع الغير مملوء منه.
Flat Slabs	6-9	4-7.5	تتطلب شغل إضافي للقوالب وأكثر صعوبة خاصة عند استخدام معالجات الاختراق.
Flat plates Slab	6-7.5	3-5	تكلفة الإنشاء منخفضة. سرعة في التنفيذ.
بلاطة معصبة ومفرغة في اتجاهين Waffle	9-15	4-7.5	جساءة منخفضة لمقاومة القص. تكلفه أكبر للتنفيذ. للقاعات والمجالس الواسعة.

## اختيار نظام البلاطات الخاصة بالمشروع

تم اختيار نظام البلاطات المصممة في الاتجاهين Two Way solid Slabs للأسباب التالية:

- وجود الإطارات الخاصة على كافة مساحة المبنى وبالتالي كان الاحتياج فقط لعملية التغطية للإطارات الخاصة.
- هذا النوع مناسب للبحور المحددة في المسقط المعماري.

## الأحمال على البلاطات الخاصة بالمشروع

نوع الحمل	قيمة الحمل (KN/m <sup>2</sup> )
أحمال (مواقف السيارات)	2
أحمال (المكاتب)	2.4
أحمال (الممرات)	3.83
أحمال القواطع	0.72
أحمال التشطيبات	2

## طرق تحليل البلاطات Analysis Method

## • الطريقة المبسطة (Simplified Method)

وتستخدم هذه الطريقة في تحليل الكمرات المستمرة والبلاطة أحادية الاتجاه (One way slabs) ولهذه الطريقة شروط تحدد استخدامها كما يلي.

## • ACI-318-19-6.5

Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs It shall be permitted to calculate  $M_u$  and  $V_u$  due to gravity loads in accordance with this section for continuous beams and one-way slabs satisfying (a) through (e):

- (a) Members are prismatic
- (b) Loads are uniformly distributed
- (c)  $L \leq 3D$
- (d) There are at least two spans
- (e) The longer of two adjacent spans does not exceed the shorter by more than 20 percent

## • يحدد الكود في البند الثامن الفقرة طريقة تقريبية للتحليل بحيث تتوفر الشروط التالية

- (١) العناصر لها نفس عزم القصور الذاتي لكامل الطول (prismatic)
- (٢) الاحمال موزعة بانتظام
- (٣) الحمل الحي غير المصعد ال يزيد عن ثلاثة أضعاف الحمل الميت غير المصعد
- (٤) يوجد بحر (span) او أكثر
- (٥) البحور متساوية تقريبا, بحيث يكون الطول الأطول لبحرين متجاورين لا يزيد عن الأقصر ب 20% حيث يتم إيجاد القوى الداخلية باستخدام الجداول التالية :-

Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Moment	Location	Condition	$M_u$
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u \ell_n^2 / 14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Interior spans	All	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negative <sup>[1]</sup>	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u \ell_n^2 / 9$
		More than two spans	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Face of other supports	All	$w_u \ell_n^2 / 11$
Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 3 m (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 8 at each end of span	$w_u \ell_n^2 / 12$	

<sup>[1]</sup>To calculate negative moments,  $\ell_n$  shall be the average of the adjacent clear span lengths.

Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Location	$V_u$
Exterior face of first interior support	$1.15w_u \ell_n / 2$
Face of all other supports	$w_u \ell_n / 2$

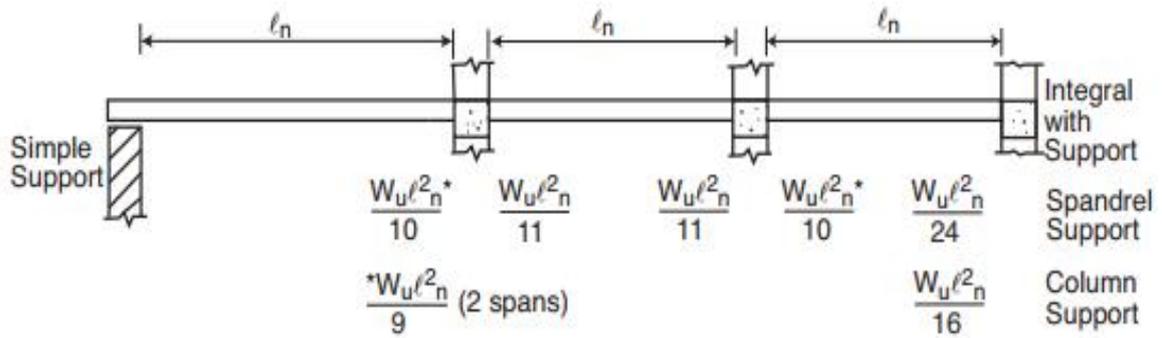


Figure 2-4 Negative Moments—Beams and Slabs

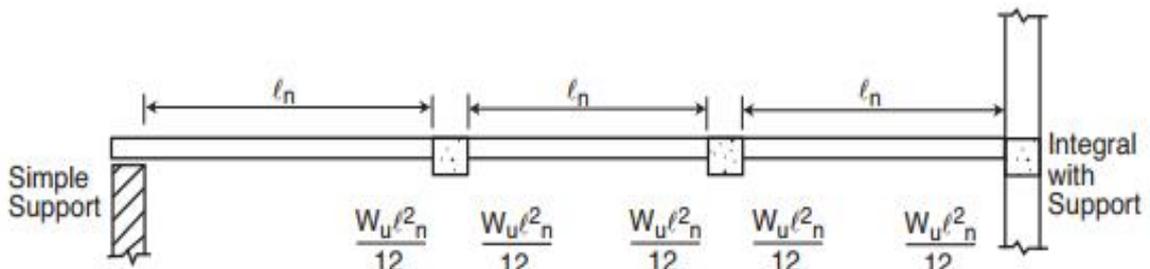


Figure 2-5 Negative Moments—Slabs with spans < 10 ft

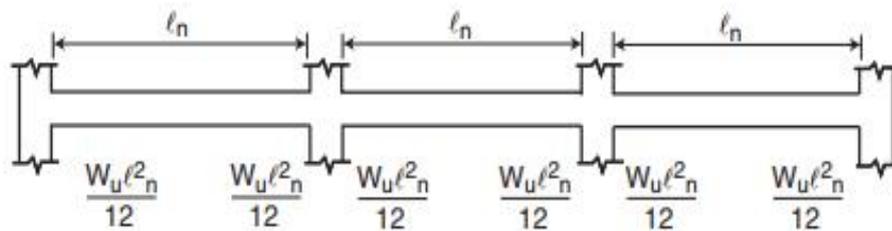


Figure 2-6 Negative Moments—Beams with Stiff Columns

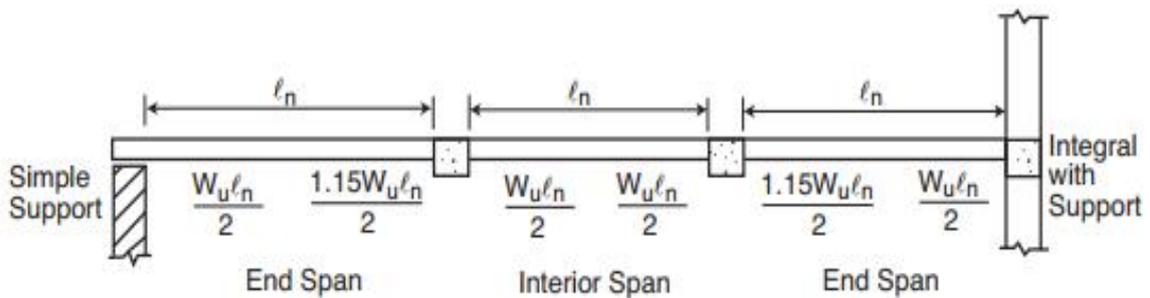


Figure 2-7 End Shears—All Cases

• الطريقة للكود الأمريكي (Method – 2 ACI-1963)

وتستخدم في اجاد العزوم للبلاطات باتجاهين المحاطة بكمرات ويتم إيجاد العزوم على البلاطة باستخدام معاملات تعتمد على نوع اتصال البلاطة والنسبة بين ابعادها.

- Moment for Short Direction =  $M_{us} = \alpha_s * W_u * L_s^2$  ( KN. m) ▪
- Moment for Long Direction =  $M_{ul} = \alpha_l * W_u * L_s^2$  ( KN. m) ▪

Case	Moment coefficient $\alpha$ for Short span ( $L_s$ ) for ratio of short span to long span ( $L_s/L_L$ )						Moment coefficient $\alpha$ for long span, $L_L$ for all span ratios
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	
	<b>Case 1: Interior Panel</b>						
Negative Moment at:							
Continuous edge 	0.083	0.063	0.055	0.048	0.04	0.033	0.033
Discontinuous edge	0	0	0	0	0	0	0
Positive Moment at midspan	0.062	0.047	0.041	0.036	0.03	0.025	0.025
<b>Case 2: One edge discontinuous</b>							
Negative Moment at:							
Continuous edge 	0.085	0.069	0.062	0.055	0.048	0.041	0.041
Discontinuous edge	0.042	0.035	0.031	0.027	0.024	0.021	0.021
Positive Moment at midspan	0.064	0.052	0.047	0.041	0.036	0.031	0.031
<b>Case 3: Two edge discontinuous</b>							
Negative Moment at:							
Continuous edge 	0.09	0.078	0.071	0.064	0.057	0.049	0.049
Discontinuous edge	0.045	0.039	0.036	0.032	0.028	0.025	0.025
Positive Moment at midspan	0.068	0.059	0.054	0.048	0.043	0.037	0.037
<b>Case 4: Three edge discontinuous</b>							
Negative Moment at:							
Continuous edge 	0.098	0.09	0.082	0.074	0.066	0.058	0.058
Discontinuous edge	0.049	0.045	0.041	0.037	0.033	0.029	0.029
Positive Moment at midspan	0.074	0.068	0.062	0.056	0.05	0.044	0.044
<b>Case 5: Four edge discontinuous</b>							
Negative Moment at:							
Continuous edge 	0	0	0	0	0	0	0
Discontinuous edge	0.055	0.053	0.047	0.043	0.038	0.033	0.033
Positive Moment at midspan	0.083	0.08	0.027	0.064	0.057	0.05	0.05

## • طريقة التصميم المباشر (DDM) The Direct Design Method

وهي طريقة يدوية تقريبية مبسطة وغير عملية واشترطات استخدامها كثيرة ومثالية. يمكن استخدام هذه الطريقة بشكل أكاديمي أو بحثي أو حتى من أجل تقييم الطرق الأخرى.

### • Limitations on use of Direct Design method (ACI Code Sec. 13.6.1) meeting the following conditions

- 1) Minimum of three continuous spans in each direction ( $3 \times 3$  panel).
- 2) Rectangular panels with (center to center) long span/short span  $\leq 2$ .
- 3) Adjacent spans in each direction shall not differ by more than  $1/3$  the longer span.
- 4) Columns may be offset from the basic rectangular grid of the building by up to 0.1 times the span parallel to the offset as shown in the figure below.
- 5) All loads must be due to gravity only (not applicable to un-braced laterally loaded frames, mats or prestressed slabs)
- 6) Service (un-factored) live load  $\leq 2$  service dead load.
- 7) For panels with beams between supports on all sides, relative stiffness of the beams in the two perpendicular directions shall not be less than 0.2 nor greater than 0.5. The parameter  $\alpha$  is the ratio of flexural stiffness of beam section to flexural stiffness of a width of slab bounded laterally by centerlines of adjacent panels (if any)

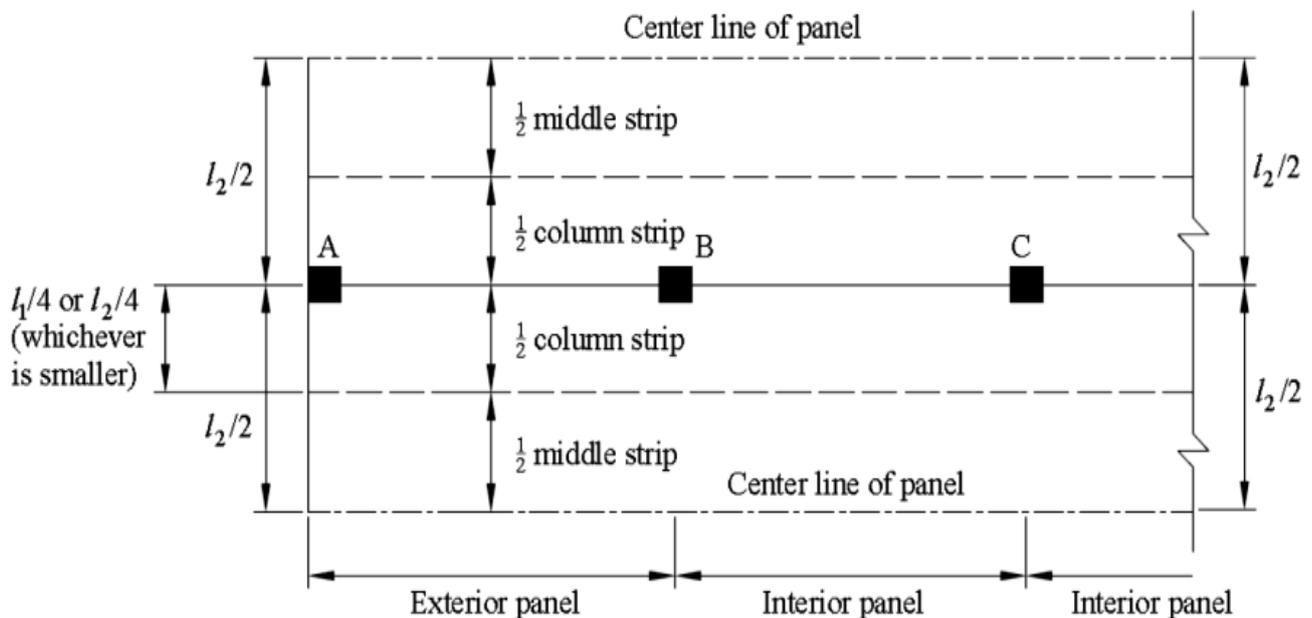
### • محددات استخدام طريقة التصميم المباشر

- 1) يوجد على الأقل ثلاث بحور في كل اتجاه.
- 2) لا تزيد النسبة بين الطول إلى العرض عن 2.
- 3) الاختلاف بين البحور المتجاورة لا يزيد عن ثلث البحر الطويل.
- 4) إزاحة العمود عن المحور لا تزيد عن 0.1 البحر الموازي للإزاحة.
- 5) كل الأحمال جاذبية ولا يتم استخدامها للإطارات الغير مدعمة المعرضة للأحمال جانبية وكذلك للبلاطات مسبقة الاجهاد.
- 6) لا يتجاوز الحمل الحي الغير مضعف ضعفين الحمل الميت.
- 7) تستخدم البلاطات ذات كمرات بين الركائز بشرط ان تكون الجساء النسبية للكمرات في الاتجاهين بين (0.2-0.5).

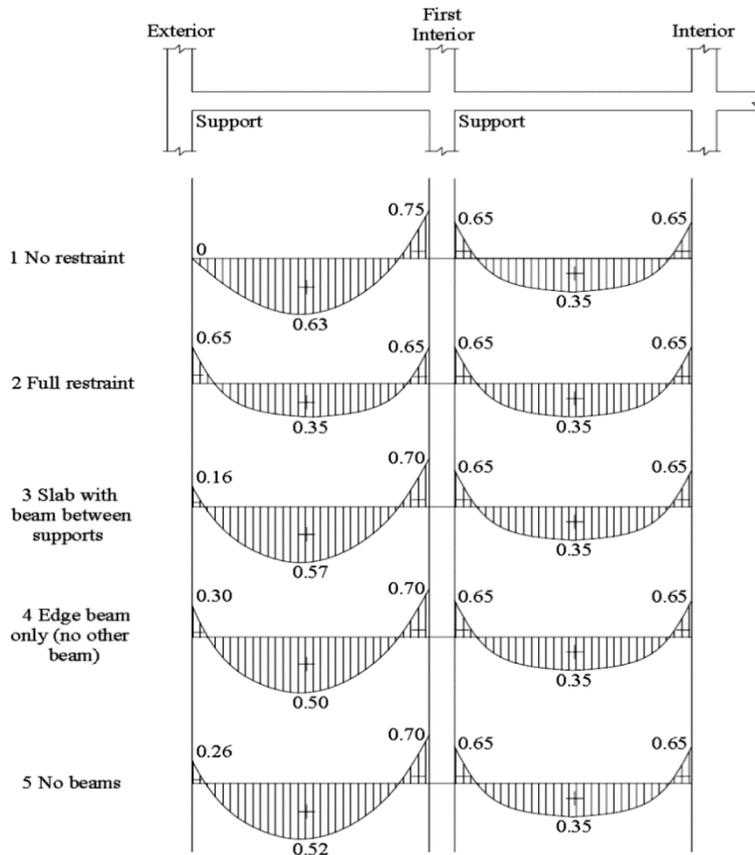
توزيع العزوم

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8}$$

العزم الاستاتيكي الكلي



توزيع العزوم طولياً

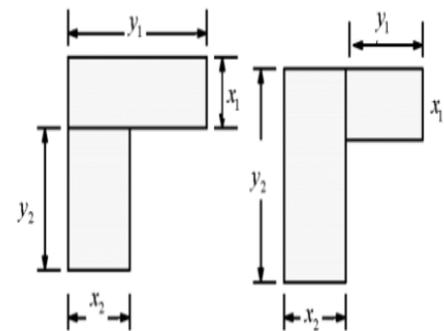


Edge restrain conditions considered in distributing total static moment to critical sections in an end span					
	Exterior edge unrestrained <sup>1</sup>	Slab with beams between all supports	Slab without beam between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative moment	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive moment	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative moment	0	0.16	0.26	0.30	0.65

توزيع العزوم الطولية على شريحة العمود والشريحة الوسطية

Table: Summary of column strip moments portion (%)

		$l_2/l_1$		
		0.5	1.0	2.0
Interior negative moment	$\alpha_{f1} l_2/l_1 = 0$	75	75	75
	$\alpha_{f1} l_2/l_1 \geq 1$	90	75	45
Exterior negative moment	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
	$\alpha_{f1} l_2/l_1 \geq 1$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45
Positive moment	$\alpha_{f1} l_2/l_1 = 0$	60	60	60
	$\alpha_{f1} l_2/l_1 \geq 1$	90	75	45



Middle strips moment portion (%) = 100 – Column strip moment portion (%)

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \quad C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3}$$

### • طريقة الأطار المكافئ (EFM) Equivalent Frame Method

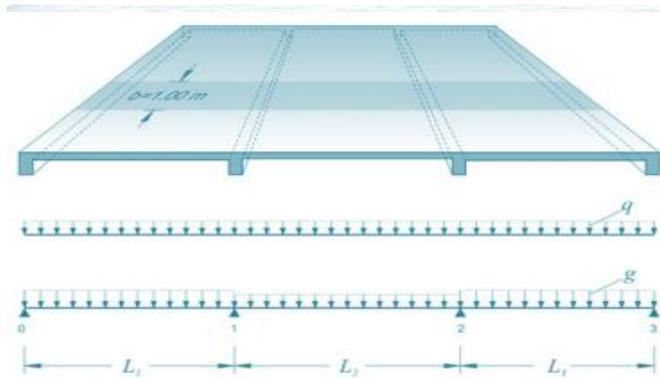
وهي طريقة تبسيطية تعتمد على تقسم المبنى في حالة الـ 3D الى مجموعة إطارات في الاتجاهين بشكل منفصل عن الآخر. وغالبا ما يتم استخدام هذه الطريقة عند تعذر استخدام طريقة DDM او عندما يكون المهندس شاك وغير واثق بطريقة الـ Finite Element Method. وهذه الطريقة يمكن استخدامها يدويا او عبر استخدام برامج التحليل الإنشائي.

### • طريقة العناصر المحددة (FEM) Finite Element Method

قد تعتبر هذه الطريقة حديثة لأنه تم ابتكارها في بداية القرن العشرين وكان يتم استخدامها من قبل المهندسين الميكانيكيين ومهندسي الطائرات وقد تم استخدام هذه الطريقة في مجال الهندسة الإنشائية والمدنية في منتصف العقد السادس في القرن العشرين ولأنها طريقة معقدة فانه يصعب استخدامها يدويا ويكون غير مجديا نهائي ولم يتم استخدامها الا عندما تطورت الحواسيب الالية، يجد الكثير من المهندسين نفسهم غير واثقين من نتائج هذه الطريقة لأنه يصعب التحقق من نتائجها يدويا خاصة عند استخدامها مع اشكال هندية معقدة مثل الشكل البيضاوي او الثلث او المضلع الخماسي او السداسي. وبشكل عام يجب ان نتفق انه لا يوجد طريقة واحدة من الطرق الثلاث او غيرهم يمكن ان تأتينا بنتائج حقيقية Exact ولكن يمكن ان تقترب نتائج الطرق الثلاث من النتيجة الحقيقية على حسب دقتها، وطريقة الـ FEM هي الاكثر دقة وكفاءة وهي ما سيتم استخدامه في المشروع، وتعتمد هذه الطريقة على تقسيم البلاطات الى عناصر صغيرة حسب الدقة المطلوبة وعادة ما تكون  $0.5m \times 0.5m$

## محددات التصميم للبلاطات

## • البلاطات أحادية الاتجاه (One way slabs)



محددات التصميم وفقا للكود .ACI318\_19. one-way solid slab

$$\frac{\text{Length long}}{\text{Length short}} \geq 2$$

- يتم التعامل مع البلاطة كأنها كمره بحيث يتم اخذ شريحة بعرض متر بزاوية متعامدة مع الساند.

- التحكم بالانحناء: يحدد الكود سماكه دنيا للكمرات الغير مسبقة الصب والبلاطات في اتجاه واحد.

(ACI318-19 Sec 7.3.1.1)

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

[1] Expression applicable for normal weight concrete and  $f_y = 420$  MPa. For other cases, minimum  $h$  shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

(7.3.1.1.1)

For  $f_y$  other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

(7.3.1.1.2)

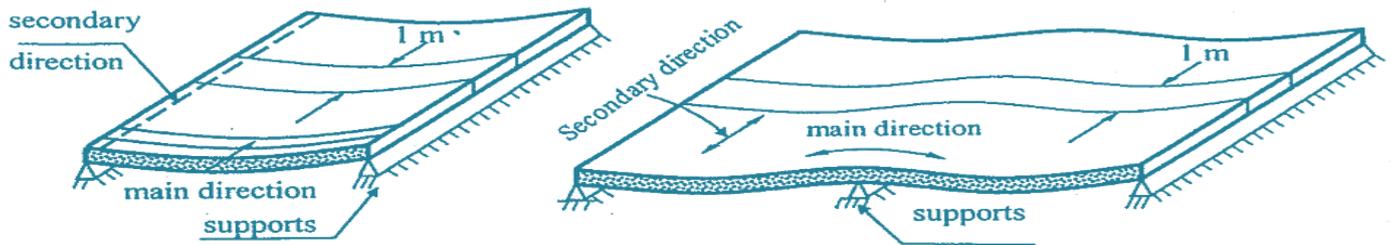
For nonprestressed slabs made of lightweight concrete having  $W_c$  in the range of 1440 to 1840 kg/m<sup>3</sup>, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b):

(a)  $1.65 - 0.0003w_c$

(b) 1.09

ويجب الانتباه الى أن هذا الجدول يستخدم بشرط يكون الوزن النوعي للخرسانة هو  $W_c=2320$  kg/m<sup>3</sup> ويكون الحديد المستخدم هو grade 420 أما لو لم يتحقق هذين الشرطين فإنه يجب تعديل السمك كما يلي

- للخرسانة الخفيفة الوزن والتي لها وزن نوعي يتراوح بين القيمتين التاليتين  $W_c = (1440 \text{ _ } 1920)$  kg/m<sup>3</sup>
- فإنه يتم ضرب السمك من الجدول السابق بقيمة  $(1.65-0.003* w_c)$  بحيث ال تقل هذه عن 1.09
- بالنسبة للحديد المستخدم، فلو كان غير grade 420 فإنه يتم ضرب السمك في معامل تكبير مقدار  $(0.4+f_y/700)$
- من الجدول السابق نلاحظ انه كلما كانت البلاطة متصلة كلما قل الانحناء وبالتالي تقل السماكة , كما هو موضح في الشكل التالي:



a- Simply supported

b- Continuous

- الجدول التالي يوضح علاقة اقل سماكة مسموحة لأنواع مختلفة من اجهاد الخضوع للحديد:

Minimum thickness of one-way slab and beam (ACI-318)

Member	$f_y$ (Mpa)	Both end Simply support	One end continue	Both end continue	cantilever
Solid one-way slabs	280	$L/25$	$L/30$	$L/35$	$L/12.5$
	350	$L/22$	$L/27$	$L/31$	$L/11$
	420	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$

نلاحظ من خلال الجدول انه كلما زاد إجهاد الخضوع للحديد كانت سماكة البلاطة اكبر والسبب يعود الى انه كلما زاد الاجهاد للحديد يزيد الانفعال وزيادة الانفعال يتبعه زيادة في التشوهات وبالتالي نزيد السماكة للتحكم في الانحناء

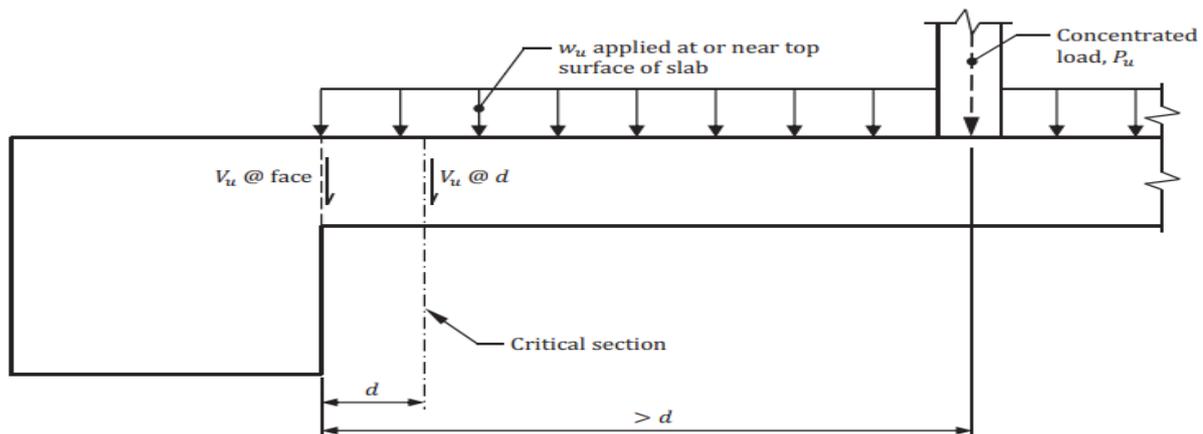
(ACI-318-19-7.4.3.2)

Sections between the face of support and a critical section located  $d$  from the face of support for nonprestressed slabs or  $h/2$  from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for  $V_u$  at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

- (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab
- (b) Loads are applied at or near the top surface of the slab
- (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section

يحدد هذا البند موقع المقطع الحرج للقص والذي يكون على مسافة  $d$  من وجه الركيزة اذا كانت البلاطة غير مسبقة الاجهاد وا  $d/2$  اذا كانت مسبقة الاجهاد اذا تحققت الشروط التالية

- (a) اذا كان رد الفعل للركيزة بنفس اتجاه القص المطبق مما يسبب ضغط في منطقة الحافة للبلاطة.
- (b) اذا كان الحمل مسط في او قريب من سطح البلاطة الأعلى.
- (c) اذا لم يوجد حمل مركز في المنطقة من وجه الركيزة الى المقطع الحرج.



(ACI-318-19-7.6.1.1)

A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$ , of  $0.0018A_g$  shall be provided.

يحدد اقل تسليح للانحناء للبلاطة لا يقل عن  $0.0018 A_g$

(ACI-318-19-7.7.6.2.1)

Spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of 5h and 450 mm.

يحدد أقصى مسافة بين حديد التسليح الخاص بالانكماش والتغيرات الحرارية التي تزيد عن 5 أضعاف سمك البلاطة وهذه القيمة يجب ان تكون اقل من 45cm

(ACI-318-19-7.7.2.3)

For nonprestressed slabs with unbonded tendons, maximum spacing  $s$  of deformed longitudinal reinforcement shall be the lesser of 3h and 450 mm

المسافة بين حديد التسليح الرئيسي يجب ان لا تزيد عن 3 أضعاف سمك البلاطة والتي يجب ان لا تزيد هذه المسافة عن 45cm

(ACI-318-19-7.7.3.8)

At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support, except for precast slabs where such reinforcement shall extend at least to the center of the bearing length.

في الركائز البسيطة، يجب أن يمتد على الأقل ثلث تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة، باستثناء بلاطات مسبقة الصب، حيث يمتد هذا التسليح على الأقل إلى مركز طول التحميل

(ACI-318-19-7.7.3.8.2)

At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support at least 150 mm

في الركائز الأخرى، يجب أن يمتد على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة على الأقل 150 مم

(ACI-318-19-7.7.3.8.4)

At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of  $d$ ,  $12d_b$ , and  $\ell_n/16$ .

يجب أن يكون ثلث تسليح عزم سالب عند أي ركيزة طول مغمور إلى ما بعد نقطة الالتواء، على الأقل، الأكبر من  $d$  و  $12d_b$  و  $\ell_n/16$ .

(ACI-318-19-20.5.1.3.3)

minimum cover in slab ( 20 mm )

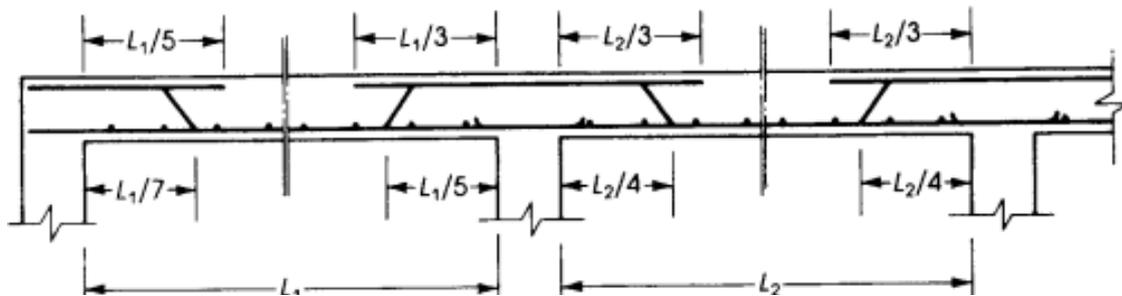
الغطاء الخرساني في البلاطة لا يقل عن 20mm

## ■ حديد التسليح

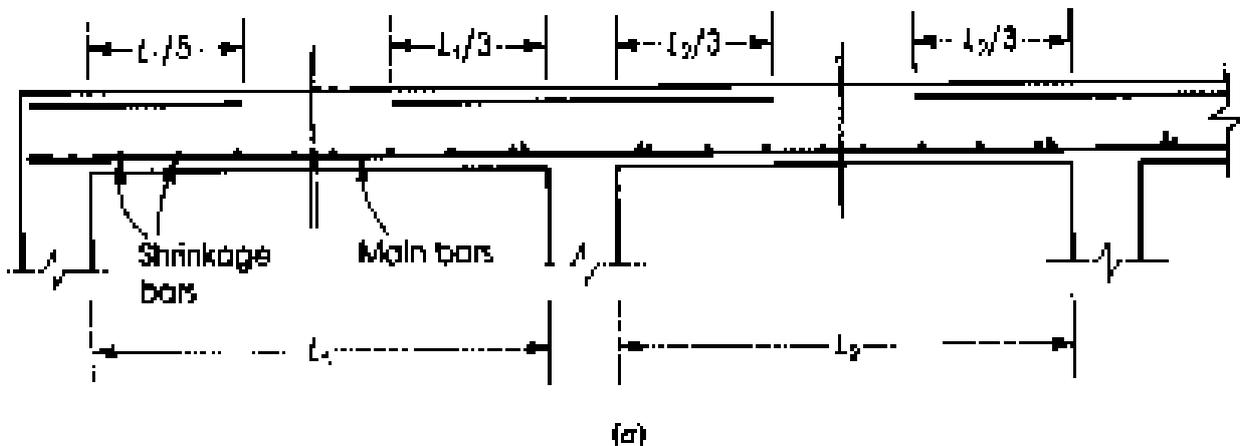
في البلاطات المستمرة في اتجاه واحد مساحة حديد التسليح الرئيسي يتم حسابها لجميع المقاطع الحرجة في منتصف البحر وعند الركائز. اختيار قطر التسليح وتفاصيل التسليح يعتمد بشكل رئيسي على مساحة حديد التسليح والمسافة بين الاسياخ وطول التثبيت.

هناك نظامين للتسليح وهما:

١- نظام القضبان المكسحة

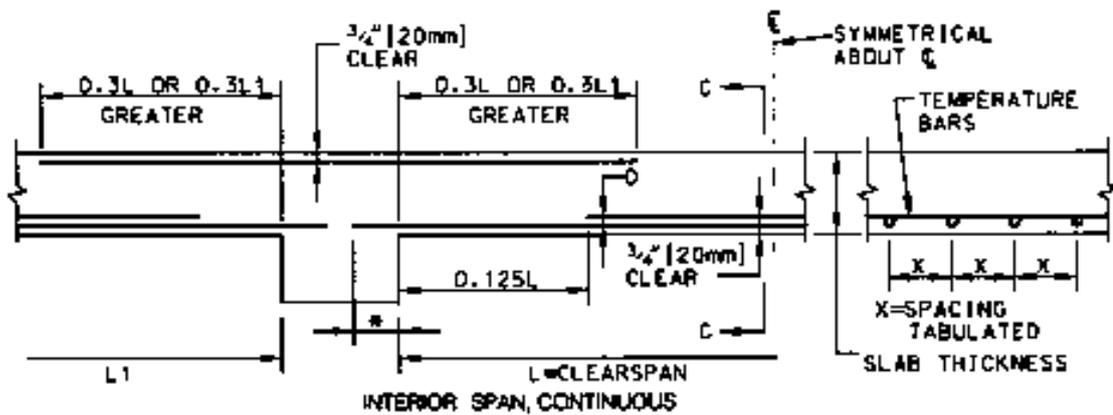
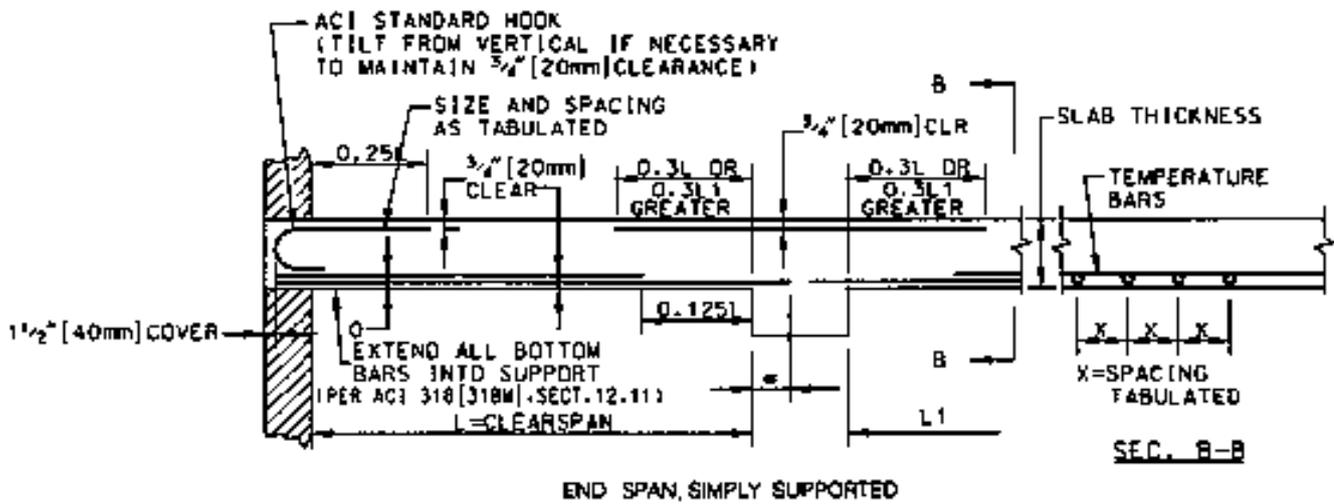
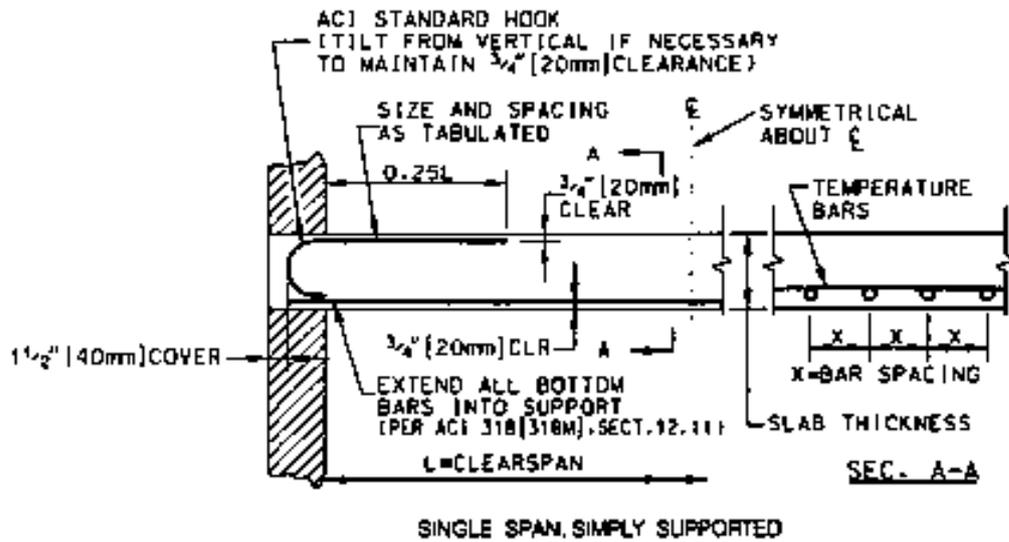


٢- نظام القضبان المستقيمة: يتم استخدام قضبان مستقيمة ( بدون تكسيح ) للتسليح العلوي والسفلي في جميع البحور, اهم ما يميز هذا النظام هو توفير للوقت والتكلفة مقارنة بالنظام الاخر ( المكسح ) لهذا السبب يتم استخدام نظام التقطيع ( عدم تكسيح ) بشكل واسع في الانشاء



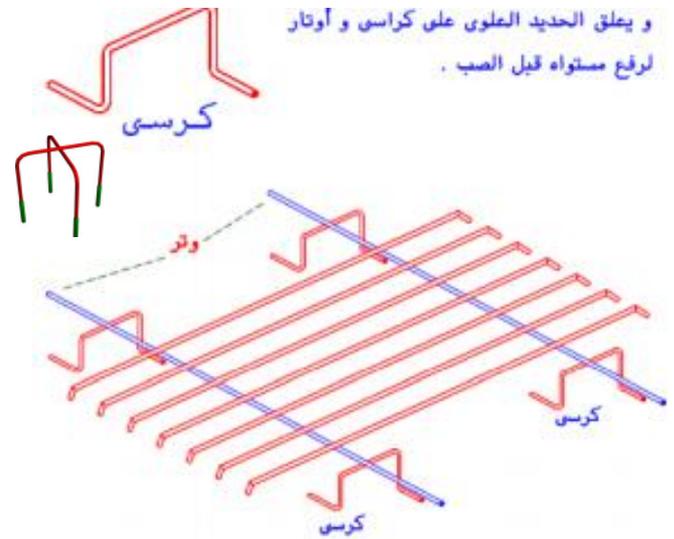
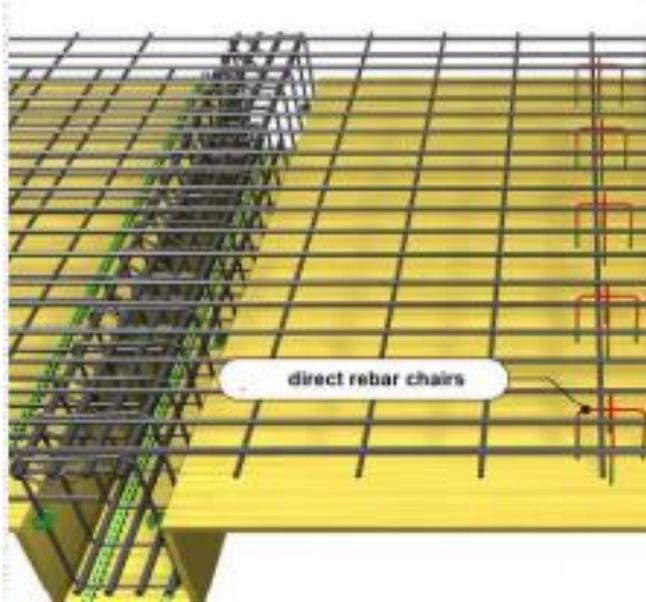
**Note:** Unless noted Bar cutoff details must be verified to provide required development of reinforcement.

ملاحظة : تفاصيل انتهاء اطوال اسياخ التسليح يجب ان تكون متغيرة بما يحقق ترابطها مع الخرسانة



### ■ أسياخ الكراسي Rebar chairs

حديد التسليح يجب أن يتم وضعه بدقة في قالب الصب بحيث يكون مثبت في موقعه قبل وأثناء صب الخرسانة. والغرض من ذلك منع حدوث إزاحات أثناء التنفيذ وللمحافظة على مسافة ثابتة لحديد التسليح من قالب الصب. تستخدم كراسي الأسياخ لوضع قضبان التسليح في البلاطة المسلحة في الأعلى عند العزوم السالبة. بالإمكان تصنيع هذه الأسياخ في الموقع أو استخدام كراسي جاهزة. حيث يتم تعليق الحديد العلوي على كراسي وربطها بأوتار لرفع مستواها قبل الصب.



## • البلاطة المعصبة أحادية الاتجاه One way ribbed slab

### ▪ محددات التصميم وفقا للكود ACI318\_19 One-way joist system

#### (ACI318-19 Sec 9.8.1)

Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

يتألف تشييد الاعصاب من تركيبية مصبوبة سوية من أعصاب خرسانية موزعة بشكل منتظم وبلاطة علوية فوق الاعصاب مصممة باتجاه واحد.

#### ( ACI-318-19- 9.8.1.2)

Width of ribs shall be at least 100 mm at any location along the depth.

عرض العصب يجب ان يساوي 100مم على الأقل على أي مكان من عمقه.

#### (ACI-318-19- 9.8.1.3)

Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

عمق العصب يجب ان لا يتجاوز 3.5 اقل عرض للعصب.

#### (ACI-318-19- 9.8.3.1)

If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.

$$ts = \frac{\text{spacing between rib}}{12} \geq 50 \text{ mm} \quad \text{سماكة البلاطة العلوية}$$

#### (ACI-318-19- 9.8.1.4)

Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm

جب ألا يتجاوز التباعد الصافي بين الاعصاب 750

يجب التحقق من اجهادات الشد ( $f_r$ ) في البلاطة العلوية الواقعة بين الأعصاب

$$f_r \leq \phi 0,417\sqrt{f_c'} \quad f_r = \frac{M_u \times c}{I}$$

#### (ACI318-19 Sec 9.8.1.6)

For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of supports.

بالنسبة للتكامل الانشائي ، يجب أن يكون سيخ سفلي واحد على الأقل في كل عصب مستمر ويجب أن يكون مثبت لتحقيق  $f_y$  عند وجه الركيزة

#### (ACI318-19 Sec 9.8.1.7)

Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

يجب عمل تسليح عمودي على الاعصاب لمقاومة الإنحناء بحيث لا يقل عن التسليح المنصوص عليها في البند 24.4 والذي يتحدث عن تسليح

الانكماش والتغيرات الحرارية للبلاطة العلوية يجب ان يتم تسليحها للانكماش والتغيرات الحرارية في كال الاتجاهين AS=20% OF Rib

#### (ACI318-19 Sec 9.8.1.8)

One-way joist construction not satisfying the limitations of 9.8.1.1 through 9.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

يصمم بناء البلاطات المصعبة في اتجاه واحد دون استيفاء القيود من 9.8.1.1 إلى 9.8.1.4 كبلاطات وكمرات

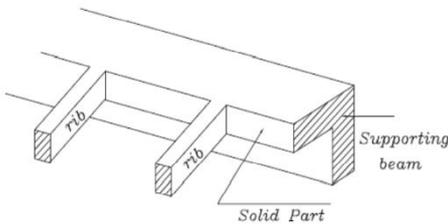
## (ACI318-19 Sec 24.4.3.3)

The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of 5h and 450 mm.

يحدد أقصى مسافة بين حديد التسليح الخاص بالانكماش والتغيرات الحرارية ال تزيد عن 5 أضعاف سمك البلاطة وهذه القيمة يجب ان تكون اقل من 45 cm.

- عند استخدام القنوات والأنابيب المطمورة ضمن البلاطة بموجب متطلبات الفقرة 3.6 فيجب ان يكون سمك البلاطة أكبر بمقدار 25 mm من العمق الكلي للقناة او الأنبوب عند اي نقطة من نقاط الجزء المطمور. كما ويجب ان لا يؤثر وجود القنوات او الأنابيب على مقاومة المنشأ كثيراً
- واذا كانت البلاطة العلوية بسمك 50mm والمسافة بين الأعصاب 500mm فانه يكتفي بعمل (5φ8mm/m) عمودي على الاعصاب 1φ8mm @ 500 mm between ribs
- المسافة الصافية بين الأعصاب ال تزيد عن 750mm وعادة تتراوح بين 400 mm\_750 mm
- البلك المفرغ يجب ان لا تتجاوز المسافة الصافية بين الاعصاب عن 400 mm. يستخدم البلك كمادة مالئة بين الأعصاب
- عادةً يكون حجم الفراغات مساوي لنصف حجم البلكه
- كثافة البلك المستخدم تتراوح ما بين 6\_10 kn/m<sup>3</sup>

## Solid part or solid strip



يجب استخدام الجزء المصمت للأسباب التالية لضمان ان الأعصاب امنه في القص بدون كانات مقاومة العزوم السالبة للأعصاب لتوزيع حمل الأعصاب على الكمرات عرض الجزء المصمت يكون الاكبر من القيم التالية عرض العصب نصف عرض الكمره الساندة 150مم

## (ACI318-19 Sec 25.3.1)

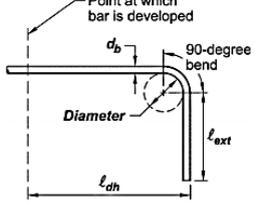
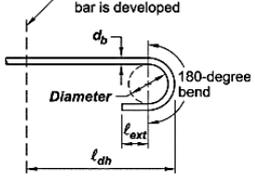
عند التثبيت باستخدام نظام الاعصاب تنفذ عكفه hook قياسية للقضبان قطر 12 مم والأسلاك نوع MD1300 او أصغر

يقصد بمصطلح العكفة القياسية المستعملة في الكود احد التعاريف التالية:

- ثني اسياخ حديد التسليح بزواوية (180) درجة مع امتداد مقداره 4db على ان لا يقل هذا الامتداد عن 65 مم عند النهايات الحرة للقضبان.

■ ثني اسياخ حديد التسليح بزواوية (90) درجة مع امتداد مقداره 12 db عند النهايات الحرة للقضبان.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension <sup>1)</sup> $\ell_{ext}$ , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	12 $d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		

<sup>1)</sup>A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

(ACI318-19 Sec 22.5.1.1)

8.8.1.5  $V_c$  shall be permitted to be taken as 1.1 times the values calculated in 22.5.

مقاومة القص للخرسانة  $V_c$  الخاصة بالأعصاب تؤخذ بزيادة 10% عن مقاومة الكمرات الخرسانية للقص

$$V_u \leq 1.1\phi(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}bd) \quad \phi = 0.75$$

$$V_c \leq 0.17\lambda bd\sqrt{f_c'} \text{ (KN)}$$

إذا لم تتحقق المترجحة أعلاه يتم تصميم الأعصاب لمقاومة القص يجب ألا تزيد قيم ( $\sqrt{f_c'}$ ) المستخدمة في هذا الفصل عن 8.3 Mpa حدود مسافات التباعد لحديد تسليح القص

(ACI318-19 9.7.6.2.2)

Maximum spacing of legs of shear reinforcement along the length of the member and across the width of the member shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required $V_s$	Lesser of:	Maximum s, mm			
		Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f_c'}b_vd$		$d/2$	$d$	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f_c'}b_vd$		$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

اقصى مسافة بين الكانات على طول العنصر وكذلك اقصى مسافة بين ارجل الكانات على عرض القطاع.

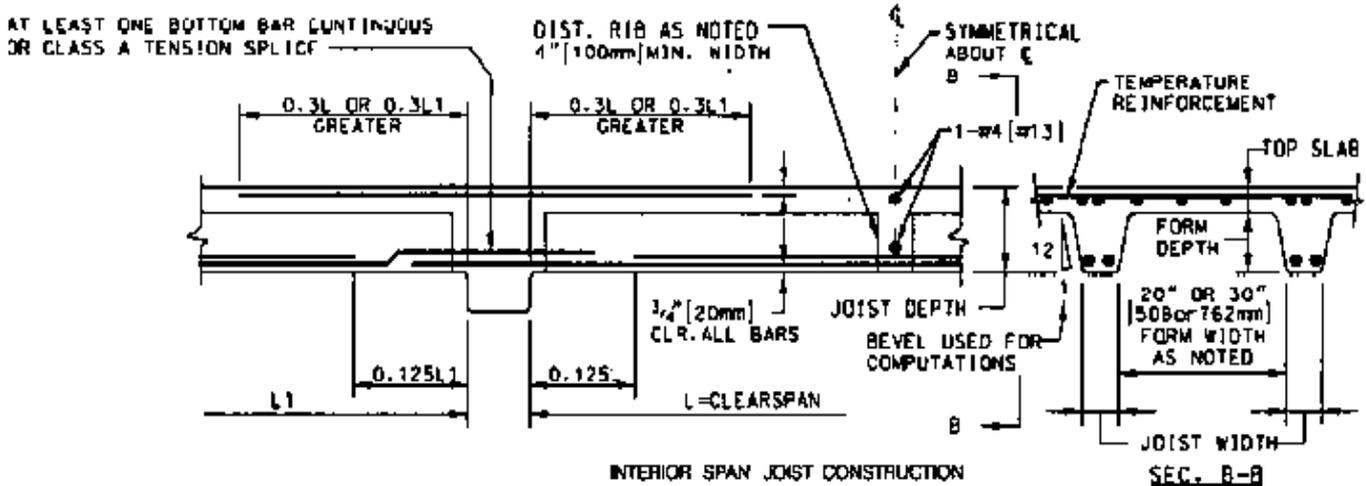
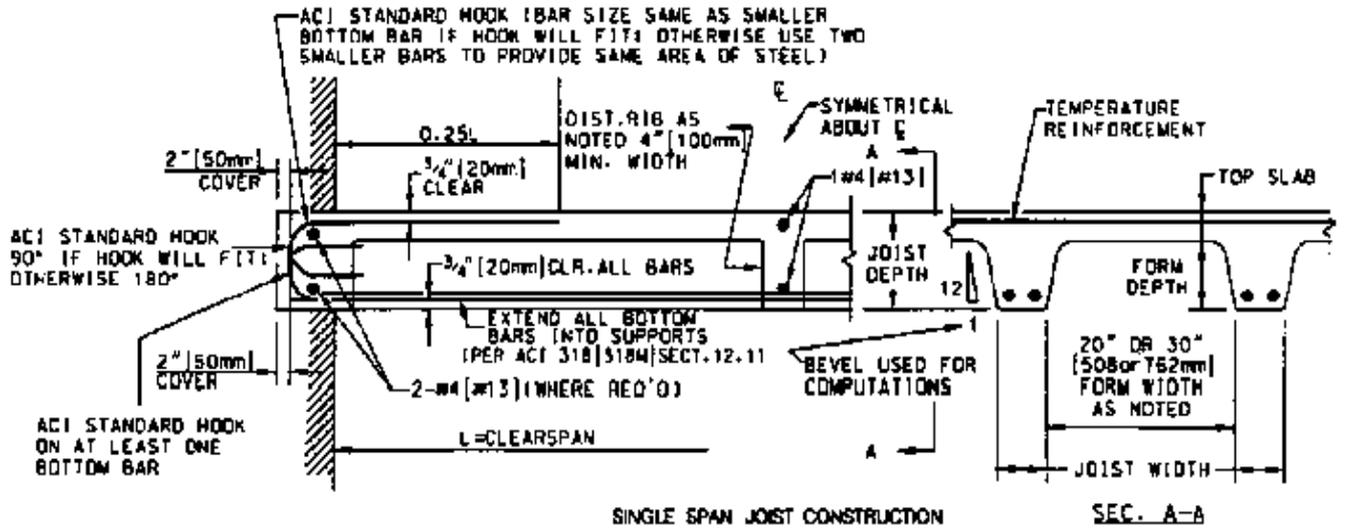
يجب ألا تتجاوز مسافة التباعد لحديد تسليح القص المتعامد مع المحور الطولي للعنصر الخرساني 600 mm or  $d/2$  ايهما اقل

يجب خفض حدود مسافات التباعد العظمى الواردة في الفقرة اعلاه الى النصف 300 mm or  $d/4$  عندما تتجاوز قيمة  $V_s$  المقدار التالي:

$$V_s = \frac{bd}{3} \sqrt{f_c'}$$

- المسافة الناتجة من المساحات الدنيا لحديد تسليح القص  $A_v \min$
- المعاملات الخاصة بحساب العزوم للبلاطات المصممة في اتجاه واحد يمكن استخدامها لهذا النوع من البلاطات
- إجراءات التصميم المتبعة هي نفسها المستخدمة لتصميم الكمرات ذات المقطع المستطيل T\_section
- الحالات التي لا يفضل فيها استخدام بلاطات مفرغة بلاطة الحمام ما لم يتم العزل جيدا الادوار النهائية الكباري و الجراجات البحور التي يكون عليها عزم سالب بالكامل كالبحور الصغيرة.

تفاصيل التسليح Typical details for one-way joist construction



## محددات التصميم وفقاً للكوود .ACI318\_19. Two-way solid slab

$$\frac{\text{Length long}}{\text{Length short}} \leq 2$$

(ACI318-19 Sec 8.3.1.1)

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)<sup>[1]</sup>

$f_y$ , MPa <sup>[2]</sup>	Without drop panels <sup>[3]</sup>			With drop panels <sup>[3]</sup>		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>		Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
550	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

<sup>[1]</sup> $\ell_n$  is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm).<sup>[2]</sup>For  $f_y$  between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.<sup>[3]</sup>Drop panels as given in 8.2.4.<sup>[4]</sup>Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if  $\alpha_f$  is less than 0.8.

يحدد هذا البند أقل سماكة للبلاطات ثنائية الاتجاه غير مسبقة الأجهاد بدون كمرات داخلية

١.  $\ell_n$  هو الطول الصافي في الاتجاه الطويل، مقاسة وجهاً لوجه من الركائز mm.٢. بالنسبة إلى  $f_y$  بين القيم الواردة في الجدول، يتم حساب أقل سمك عن طريق التكامل الخطي.

٣. بلاطات مسقطه كما هو موضح في 8.2.4 بلاطات ذات كمرات بين الأعمدة على طول الحواف الخارجية. يجب أن تعتبر البلاطات

الخارجية بدون كمرات طرفية إذا كانت  $\alpha_f$  أقل من 0.8. قيمة  $\alpha_f$  للكمرات الطرفية

(ACI318-19 Sec 8.4.2)

A drop panel in a nonprestressed slab, where used to reduce the minimum required thickness in accordance with 8.3.1.1 or the quantity of deformed negative moment reinforcement at a support in accordance with 8.5.2.2, shall satisfy (a) and (b):

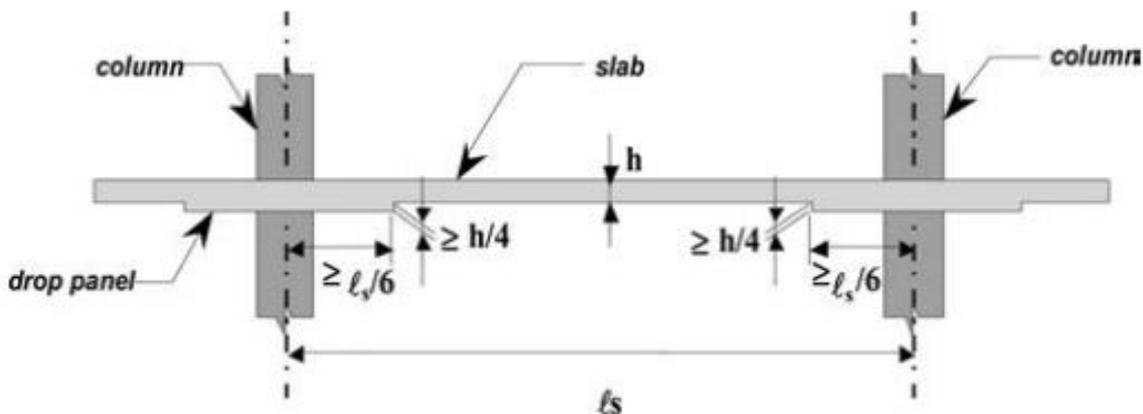
(a) The drop panel shall project below the slab at least one fourth of the adjacent slab thickness.

(b) The drop panel shall extend in each direction from the centerline of support a distance not less than one-sixth the span length measured from center-to-center of supports in that direction.

يجب أن تلبى البلاطة المسقطه الموجودة في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد، حيث تستخدم للتقليل من أقل سماكة مطلوبة وفقاً لـ 8.3.1.1 أو كمية التسليح المحلزن للعمز السالب عند الركيزة وفقاً لـ (8.5.2.2(أ) و (ب):

أ- يجب أن يكون أسفاط البلاطة المسقطه أسفل البلاطة ربع سمك البلاطة المجاورة على الأقل.

ب- يجب أن تمتد البلاطة المسقطه في كل اتجاه من خط المركز للركيزة لمسافة لا تقل عن سدس طول البحر المقاس من المركز إلى المركز للركائز في ذلك الاتجاه



**Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides**

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum $h$ , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) <sup>[1][2]</sup>
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

<sup>[1]</sup> $\alpha_{fm}$  is the average value of  $\alpha_f$  for all beams on edges of a panel.

<sup>[2]</sup> $\ell_n$  is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

<sup>[3]</sup> $\beta$  is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

■ أقل سماكة للبلاطة للتحكم بالانحناءات في البلاطات باتجاهين

مع كمرات بين الركائز.

نظرا لتعقيد حساب الانحناءات في البلاطات, ولتجنب حدوث انحناءات كبيرة في البلاطات, فالكود الأمريكي قد أعطى علاقات تجريبية لحساب السماكة.

نسبة الطول الطويل الصافي الى القصير الصافي  $\beta = \frac{Ln \text{ Short}}{Ln \text{ Long}}$

نسبة عزم القصور الذاتي للكمرة الى البلاطة  $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n}{n}$$

### (ACI318-19 Sec 8.4.1.5)

A column strip is a design strip with a width on each side of a column centerline equal to the lesser of  $0.25\ell_2$  and  $0.25\ell_1$ . A column strip shall include beams within the strip, if present.

ينص على المبادئ العامة للبلاطات من هذا النوع وهي الشريحة الجانبية عند محاور الأعمدة أو الجدران column strip هي شريحة تصميمية ذات عرض على كل جانب من جوانب خط محاور الأعمدة أو الجدران column centerline مساوي ايهما اصغر (  $0.25 L1$  or  $0.25 L2$  )

### (ACI318-19 Sec 8.4.1.6)

A middle strip is a design strip bounded by two column strips

الشريحة الوسطية (middle stripes) هي الشريحة التصميمية المحاطة بشريحتين جانبيتين (two-column strips)

### (ACI318-19 Sec 8.3.1.2.1)

At discontinuous edges of slabs conforming to 8.3.1.2, an edge beam with  $\alpha f \geq 0.80$  shall be provided, or the minimum thickness required by (b) or (d) of Table 8.3.1.2 shall be increased by at least 10 percent in the panel with a discontinuous edge .

عند الأطراف الغير مستمرة للبلاطة المطابقة لـ 8.3.1.2، يتم توفير كمرات طرفية ذات  $\alpha f \geq 0.80$  أو يتم زيادة الحد الأدنى للسماك المطلوب بواسطة (ب) أو (د) من الجدول 8.3.1.2 بنسبة 10% على الأقل في البلاطة ذات حافة غير مستمرة

### (ACI318-19 Sec 8.4.1.8)

تتضمن العتبة في المنشآت المنفذة عناصرها بشكل مترابط مع بعضها البعض أو المنشآت المركبة بشكل دائم ذلك الجزء من البلاطة المنفذ على كل جانب من جوانب العتبة، والممتد الى مسافة تساوي مسقط العتبة أعلى أو أدنى البلاطة، أيهما أكبر، على أن لا يزيد هذا الجزء عن أربعة أمثال سمك البلاطة وكما هو موضح في الشكل أدناه.

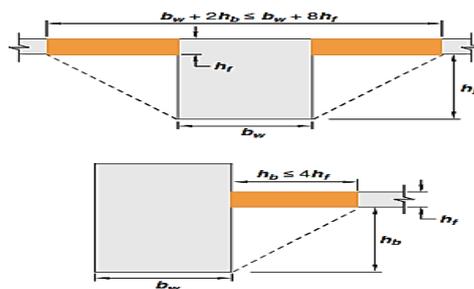


Fig. R8.4.1.8—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

■ القص أحادي الاتجاه (one way shear)

(ACI318-19 Sec 22.5.1.1)

Nominal one-way shear strength at a section,  $V_n$ , shall be calculated by:

- يتم حساب مقاومة القص الأسمية في اتجاه واحد في المقطع،  $V_n$  من خلال  $V_u = V_c + V_s$

- يجب تحديد ابعاد المقطع طبقاً لـ:

$$V_u \leq 1.1\phi(V_c + 0.66\sqrt{f_c'} bd) \quad \phi = 0.75 \quad V_c \leq 0.17\lambda_s \lambda_s \lambda_s \sqrt{f_c'} \text{ KN}$$

■ القص ثنائي الاتجاه (two-way shear)

(ACI318-19 Sec 22.6.1.2)

Nominal shear strength for two-way members without shear reinforcement shall be calculated by

يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين بدون تسليح القص بواسطة:  $V_u = V_c$

**Table 22.6.5.2— $v_c$  for two-way members without shear reinforcement**

$v_c$		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda_s \lambda_s \sqrt{f_c'}$	(a)
	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right) \lambda_s \lambda_s \sqrt{f_c'}$	(b)
	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda_s \sqrt{f_c'}$	(c)

$$\beta = \frac{C_2}{C_1} \quad (\text{معامل تعديل الحجم}) \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1$$

$\alpha = 40$  للأعمدة الداخلية

$\alpha = 30$  للأعمدة الطرفية

$\alpha = 20$  للأعمدة الركنية

Notes:

(i)  $\lambda_s$  is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.

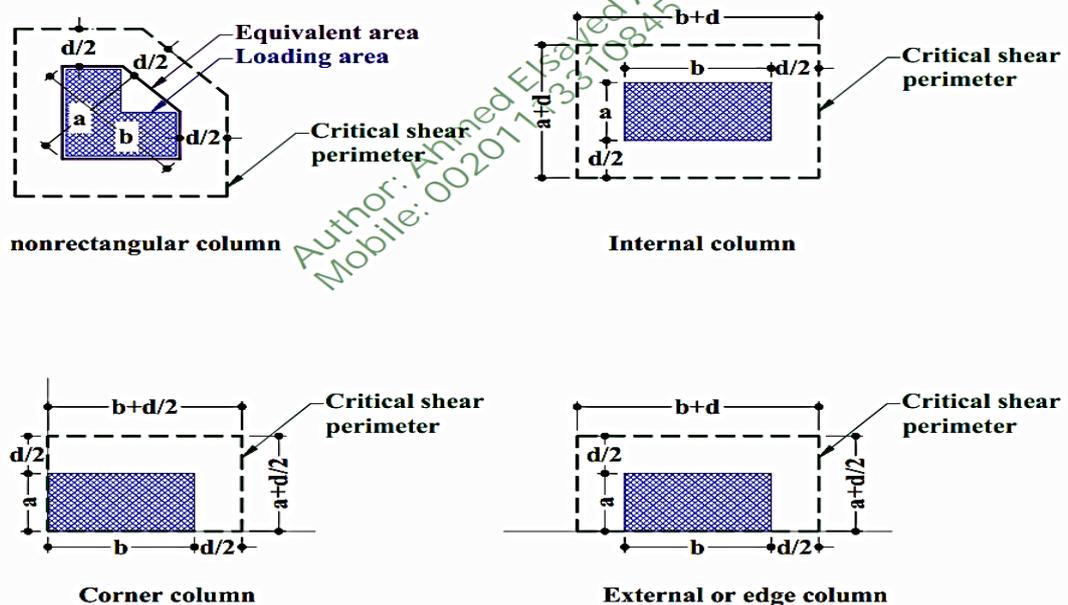
(ii)  $\beta$  is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.

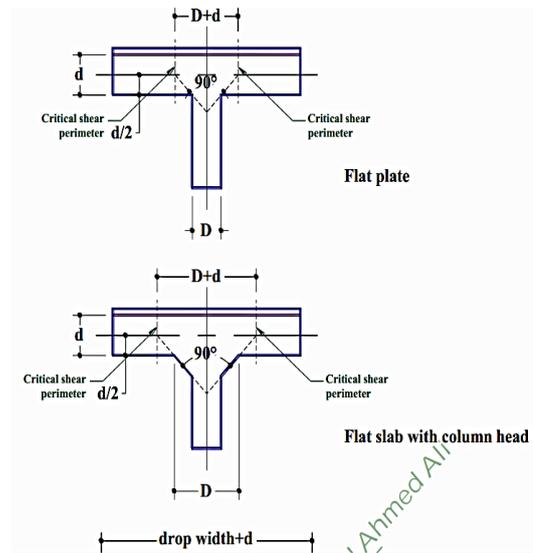
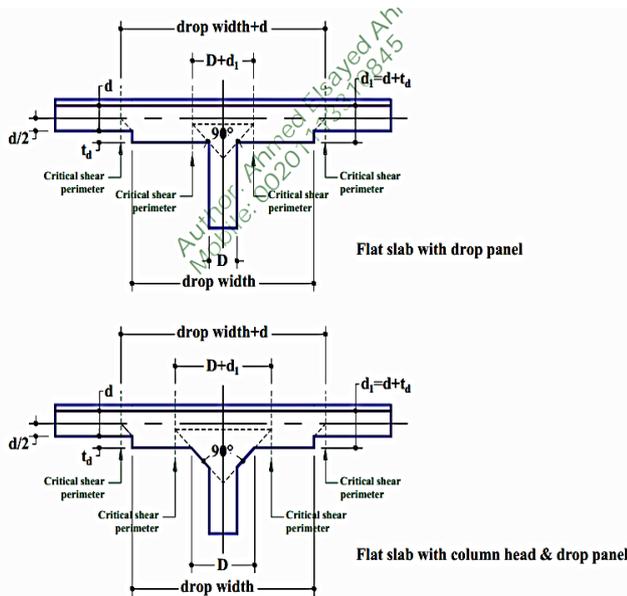
(iii)  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3.

■ القطاع الحرج لقص الاختراق Critical section

أولاً: في حالة عدم استخدام تسليح لمقاومة القص الاختراق

لحساب الإجهادات قص الاختراق حول العمدة المركزية في البلاطات والقواعد تؤخذ والقواعد تؤخذ القطاعات الحرجة على مسافة  $(d/2)$  من: محيط تأثير القوة المركزة من وجه العمود من وجه تاج العمود. محيط التغيير في سمك البلاطة نتيجة وجود سقوط drop panel وبالتالي يوجد قاعين حرجين الأول يبعد مسافة  $d/2$  من وجه العمود والآخر يبتعد  $d/2$  من الجزء الساقط كما هو موضحة في الشكل التالي:





ثانياً: في حالة استخدام تسليح للمشاركة في مقاومة قص الاختراق

بالإضافة للقطاعات الحرجة السابقة هناك قطاع حرج إضافي يؤخذ على بعد مسافة  $d/2$  من نهاية المنطقة التي تم تسليحها بكانات مقاومة للقص كما هو موضح في الشكل التالي:

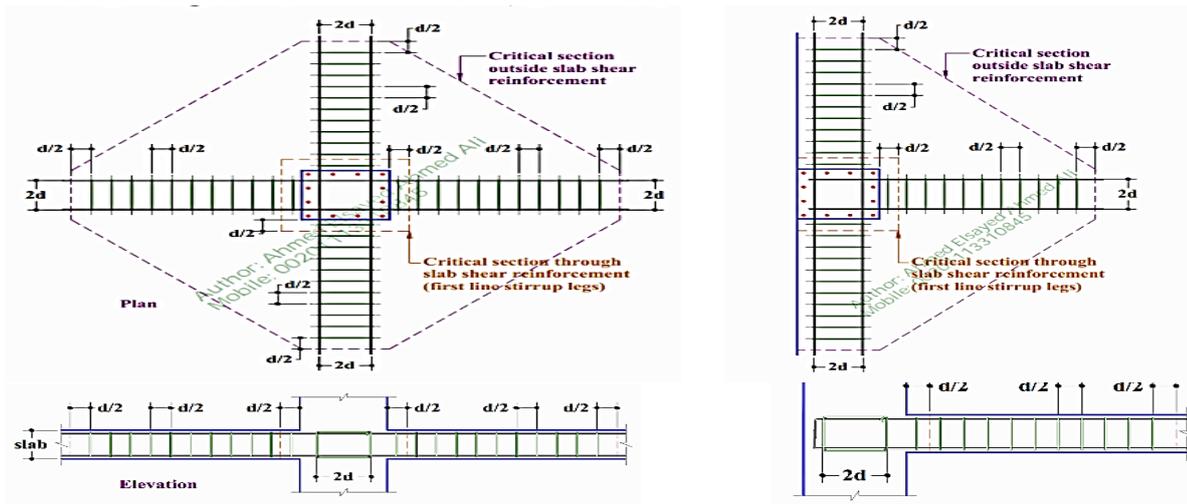


Table 22.6.6.1— $v_c$  for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Critical sections	$v_c$	
Stirrups	All	$0.17\lambda_s\lambda_c\sqrt{f'_c}$	(a)
		$0.25\lambda_s\lambda_c\sqrt{f'_c}$	(b)
Headed shear stud reinforcement	According to 22.6.4.1	Least of (b), (c), and (d):	(c)
		$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda_c\sqrt{f'_c}$	(d)
	According to 22.6.4.2	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_c}{\beta_c}\right)\lambda_s\lambda_c\sqrt{f'_c}$	(e)

Notes:  
 (i)  $\lambda_s$  is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.  
 (ii)  $\beta$  is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.  
 (iii)  $\alpha_c$  is given in 22.6.5.3.

(ACI318-19 Sec 22.6.1.3)

Nominal shear strength for two-way members with shear reinforcement other than shear heads shall be calculated by :

$V_u = V_c + V_s$  يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص

## عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

## (ACI318-19 Sec 8.4.2.2.1)

If gravity, wind, earthquake, or other loads cause a transfer of moment between the slab and column, a fraction of  $M_{sc}$ , the factored slab moment resisted by the column at a joint, shall be transferred by flexure in accordance with 8.4.2.2.2 through 8.4.2.2.5

إذا الاحمال الراسية والرياح والزلازل، أو غيرها من الأحمال سبب نقل العزم بين البلاطة والعمود، وهو جزء من  $M_{sc}$  عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود في المفصل، يتم نقلها بواسطة الانحناء جزء عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود ، ،  $\gamma_f M_{sc}$  يجب أن يفترض أن يتم تحويله بواسطة الانحناء ، حيث تحسب  $\gamma_f$  حسب :

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1 \quad \phi M_n \geq \gamma_f M_u$$

(8.4.2.2.3) يجب أن يكون العرض الفعال للبلاطة  $b_{slab}$  لمقاومة  $\gamma_f M_{sc}$  هو عرض العمود أو تاج العمود بالإضافة إلى المسافة على كل جانب وفقاً للجدول

Distance on each side of column or capital		
Without drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of slab
		Distance to edge of slab
With drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of drop or cap
		Distance to edge of the drop or cap plus 1.5h of slab

الجدول 8.4.2.2.4 - القيم المعدلة القصوى لـ  $\gamma_f$  للبلاطات الغير مسبقة الاجهاد ذات الاتجاهين

Column location	Span direction	$v_{mv}$	$\epsilon_r$ (within $b_{slab}$ )	Maximum modified $\gamma_f$
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ry} + 0.003$	1.0
Edge column	Perpendicular to the edge	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ry} + 0.003$	1.0
	Parallel to the edge	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ry} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior column	Either direction	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ry} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

8.4.4.2.2 The fraction of  $M_{sc}$  transferred by eccentricity of shear,  $\gamma_v M_{sc}$ , shall be applied at the centroid of the critical section in accordance with 8.4.4.1, where:  $\gamma_v = 1 - \gamma_f$

(8.4.4.2) يتم تطبيق جزء من  $M_{sc}$  المنقولة بواسطة اللامركزية للقص ، عند النقطة المركزية للمقطع الحرج وفقاً لـ (8.4.4.1) ، ويفترض ان يتم توزيع الإجهاد على النحو المبين في الشكل R.8.4.4.2.3 لعمود داخلي أو خارجي. يتم تحديد محيط المقطع الحر ، ABCD وفقاً لـ 22.6.4.1. يتم تحديد أجهاد القص المصعد  $V_{ug}$  وعزم البلاطة المصعد بواسطة عمود  $M_{sc}$  على المحور المركزي c-c للمقطع الحرج. يمكن حساب أقصى أجهاد قص مصعد من المعادلة.

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

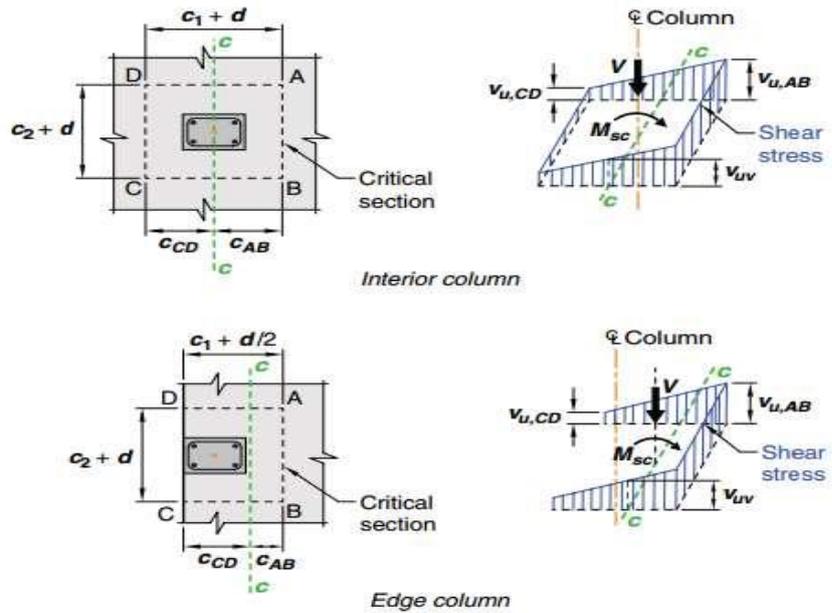


Fig. R8.4.4.2.3—Assumed distribution of shear stress.

$$J_{internal\ column} = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_{Edge\ column} = \frac{db_1^3}{6} + \frac{b_1d^3}{6} + 2db_1 \left( \frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 + b_2dC_{AB}^2 \quad @ \quad b_1 = \left( C_1 + \frac{d}{2} \right) \& \quad b_1 = (C_2 + d)$$

$$C_{AB} = \frac{b_1^2}{2b_1 + b_2}$$

(ACI318-19 Sec 8.6.1.1)

A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$  of 0.0018  $A_g$ , or as defined in 8.6.1.2, shall be provided near the tension face of the slab in the direction of the span under consideration.

يحدد اقل تسليح للانحناء للبلاطة  $A_{s\ min} = 0.0018A_g$

If  $V_{uv} > \phi 2\lambda s\lambda\sqrt{f_c'}$  →  $A_{s,min} = \frac{5v_{uv}b_{slab}b_o}{\phi\alpha_s f_y}$

(ACI318-19 Sec 8.5.4)

8.5.4.1 Openings of any size shall be permitted in slab systems if shown by analysis that all strength and serviceability requirements, including the limits on deflections, are satisfied.

يسمح باستخدام الفتحات ذات المقاسات المختلفة في أنظمة البلاطات وفقاً لمتطلبات الفقرتين (8.5.4.2.a) & (8.5.4.2.b) الذي يتحدث عن متطلبات المقاومة والاستخدام (serviceability conditions) إذا اثبت التحليل ان المقاومة التصميمية مساوية على الأقل إلى المقاومة المطلوبة بما في ذلك تحديدات الانحناء (deflections limits).

وكبديل آخر للتحليل المطلوب في الفقرة السابقة يسمح باستخدام الفتحات في أنظمة البلاطات غير حاوية على عتبات وفقاً لل فقرات التالية:

(a) Openings of any size shall be permitted in the area common to intersecting middle strips, but the total quantity of reinforcement in the panel shall be at least that required for the panel without the opening

(a) يسمح بوجود الفتحات بأية مقاسات ضمن المساحة المشتركة المحددة بتقاطع الشرائح الوسطية مع مراعاة المحافظة على كمية حديد التسليح الكلية المطلوبة في لوحة بلاطة مماثلة غير حاوية على فتحة.

(b) At two intersecting column strips, not more than one eighth the width of column strip in either span shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening.

(b) يسمح بوجود فتحات تقاطعات الشرائح الجانبية (شرائح الأعمدة) شريطة أن لا تتقاطع بأكثر من ثمن عرض شريحة الأعمدة من كل اتجاه على أن يتم إضافة كمية مكافئة من حديد التسليح على جوانب تلك الفتحة.

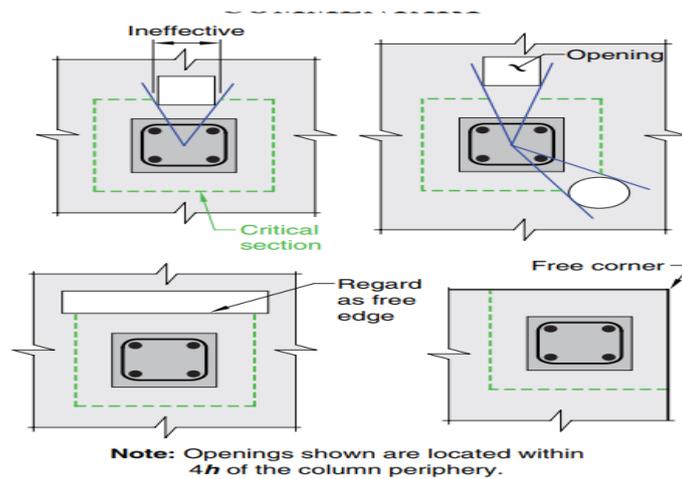
(c) At the intersection of one column strip and one middle strip, not more than one-fourth of the reinforcement in either strip shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening.

(c) يسمح بوجود فتحات في المساحة المشتركة المحددة بتقاطع شريحة وسطية مع شريحة جانبية شريطة أن تكون مساحة التسليح المتوقفة عند الفتحة لا تتجاوز ربع كمية التسليح لكل شريحة

(d) If an opening is located closer than  $4h$  from the periphery of a column, concentrated load or reaction area, 22.6.4.3 shall be satisfied

(d) في البلاطات الحاوية على فتحات تكون مواقعها على مسافة تقل عن  $4h$  (4 أضعاف سمك البلاطة مقاسة من منطقة ردود الأفعال أو مناطق الأحمال المركزة أو عندما تكون البلاطات المسطحة (Flat slab) حاوية على فتحات في شرائح الأعمدة (column strips) يجب أن تعدل مقاطع القص الحرجة بموجب الفقرات التالية:

يجب إهمال ذلك الجزء من محيط المقطع الحرج المحاط بالخطوط المستقيمة المماسية لحدود الفتحات (Opening boundary) والمرسومة من مركز العمود أو مركز الحمل المركز أو مركز منطقة ردود الفعل



#### (ACI318-19 Sec 8.7.2.1)

Minimum spacing of reinforcement shall be at least the greatest of 25 mm,  $d_b$ , and  $(4/3) d_{agg}$

أقل مسافة بين حديد التسليح وهي 25mm أو أكبر قطر حديد مستخدم أو  $(4/3) d$  للركام المستخدم أيهما أكبر.

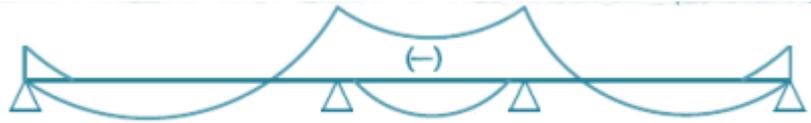
#### (ACI318-19 Sec 8.7.2.2)

Maximum spacing  $s$  of deformed longitudinal reinforcement shall be the lesser of  $2h$  and 450 mm at critical sections, and the lesser of  $3h$  and 450 mm at other sections.

يحدد أقصى مسافة بين حديد التسليح وهي :

- في المناطق الحرجة والرئيسية نأخذ الأقل إما  $2h$  أو 450mm وفي المناطق العادية مثل التسليح الثانوي نأخذ الأقل إما  $3h$  أو 450mm
- عند وجود بلاطتين متجاورين لهما عزم انحناء سالب مختلف يتم اخذ العزم الأكبر.

- في حالة وجود بحرین متجاورین بأطوال مختلفة والبحر الصغير واقع بين بحرین ذات طول أكبر منه، في هذه الحالة يتم مد الحديد السالب.



#### (ACI318-19 Sec 8.7.4.1)

Where a slab is supported on spandrel beams, columns, or walls, anchorage of reinforcement perpendicular to a discontinuous edge shall satisfy (a) and (b):

(a) Positive moment reinforcement shall extend to the edge of slab and have embedment, straight or hooked, at least 150 mm into spandrel beams, columns, or walls.

(b) Negative moment reinforcement shall be bent, hooked, or otherwise anchored into spandrel beams, columns, or walls, and shall be developed at the face of support.

- يجب أن يمتد حديد تسليح العزوم الموجبة المتعامد مع الحافة غير المستمرة (discontinues edge) إلى حافة البلاطة بشكل مستقيم (straight) أو معكوف بشكل (hook) بمسافة تثبيت لا تقل عن 150 mm داخل العتبات الحافية (spandrel beam) أو الأعمدة أو الجدران.

- حديد التسليح في منطقة العزوم السالبة المتعامد مع الحافات غير المستمرة (discontinues edge) ينبغي أن يثنى أو يعكف أو يثبت داخل العتبة الحافية (spandrel beam) أو الأعمدة أو الجدران ويجب أن يمتد من وجه المسند إلى داخل البحر مسافة التثبيت المطلوبة وفقا لمتطلبات الكود

#### (ACI318-19 Sec 8.7.4.1)

Where a slab is not supported by a spandrel beam or wall at a discontinuous edge, or where a slab cantilevers beyond the support, anchorage of reinforcement shall be permitted within the slab.

- عندما لا تكون البلاطة مستندة على عتبة حولية أو جدار عند حافتها غير المستمرة أو عندما تكون البلاطة كابولي (cantilever) على مسندها عند الحافة غير المستمرة في هذه الحالة يسمح بتثبيت حديد التسليح (anchorage) ضمن البلاطة

#### (ACI318-19 8.7.3)

##### Corner restraint in slabs

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of  $\alpha_f$  greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist  $M_u$  per unit width due to corner effects equal to the maximum positive  $M_u$  per unit width in the slab panel.

- (8.7.3.1) ينبغي توفير حديد تسليح علوي وسفلي بموجب متطلبات الفقرات الاتي ذكرها في حالة كون الأركان الخارجية للبلاطات المستندة عند حافتها على جدران طرفية (beam edge) أو عندما يكون واحدة أو أكثر من العتبات الطرفية ذات نسبة جسانة  $\alpha_{RF}$  تزيد عن 1 يجب أن يكون حديد التسليح العلوي والسفلي للأركان الخارجية كافيًا لمقاومة عزم لكل وحدة عرض من البلاطة مساويًا إلى أقصى عزم موجب لكل وحدة عرض مسلط على البلاطة

(8.7.3.1.1) Factored moment due to corner effects,  $M_u$ , shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

- (8.7.3.1.1) يجب افتراض ان العزم المسلط في الوجه العلوي للبلاطة يكون حول المحور المتعامد مع الوتر المرسوم من الأركان. كما يفترض أن العزم المسلط في الوجه الأسفل للبلاطة يكون حول المحور الموازي للوتر المرسوم من أركان البلاطة

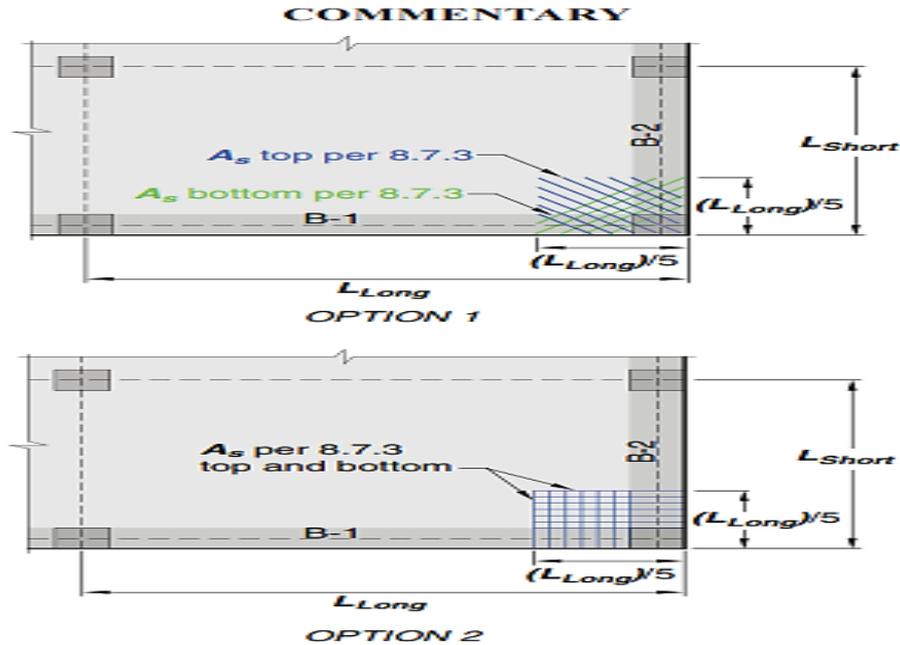
(8.7.3.1.2) Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

- (8.7.3.1.2) يجب أن يمتد حديد تسليح الأركان لمسافة في كلا الاتجاهين مقاسة من الأركان مساوي إلى خمس طول الفضاء الأكبر للوحة البلاطة (slab panel)

8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

(8.7.3.1.3) يجب أن يكون حديد تسليح الأركان العلوي موازيا إلى الوتر ويكون حديد التسليح السفلي متعامدا مع الوتر في أسفل البلاطة كما مبين في أدناه وكبديل آخر يمكن توفير حديد تسليح الأركان على شكل شبكتين موازية إلى جوانب البلاطة في أعلى وأسفل البلاطة.

يتم اختيار احد البديلين أعلاه عندما تكون نسبة الجساءة للعتبتين B-1 or B-2 اكبر من 1



**Notes:**

1. Applies where B-1 or B-2 has  $\bar{\rho}_f > 1.0$
2. Max. bar spacing  $2h$ , where  $h$  = slab thickness

**Fig. R8.7.3.1—Slab corner reinforcement.**

(ACI318-19 Sec 8.7.4.1.3)

Location of first bar designated only by size and spacing, two-way slab reinforcing bars

تفاصيل حديد التسليح في البلاطات غير الحاوية على عتبات.

CODE			COMMENTARY	
Strip	Location	Minimum $A_s$ at section	Without drop panels	With drop panels
Column strip	Top	50% Remainder		
	Bottom	100%		
Middle strip	Top	100%		
	Bottom	50% Remainder		

$c_1$     Clear span -  $\ell_n$      $c_1$     Clear span -  $\ell_n$      $c_1$   
 Face of support    Face of support    Face of support  
 Center to center span    Center to center span    Center to center span  
 Exterior support (No slab continuity)    Interior support (Continuity provided)    Exterior support (No slab continuity)

**Fig. 8.7.4.1.3—Minimum extensions for deformed reinforcement in two-way slabs without beams.**

## Examples for Design Slab تصميم بعض البلاطات الخاصة بالمشروع

### Example :

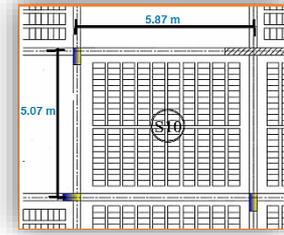
#### Given :

Slab S10.       $F_c' = 25 \text{ Mpa}$ .       $F_y = 280$ .

$L(\text{long}) = 5.95 \text{ m}$ .       $L(\text{short}) = 5.34 \text{ m}$ .       $w. \text{ of beam} = 300 \text{ mm}$ .

Live load =  $2 \text{ KN/m}^2$ .      Finishing Load =  $2 \text{ KN/m}^2$ .

$\gamma_{\text{conc.}} = 25 \text{ KN/m}^3$ .       $\gamma_{\text{block.}} = 8 \text{ KN/m}^3$ .



#### Check :

The direction of ribs is chosen:

Ribs are perpendicular in the LONG the direction :-

$$h_{\min} = \frac{L_{\text{ns}}}{\text{coefficient}} \dots \text{ACI code 318 - 08 Table (9 - 5 - a)}$$

$$h_{\min} = \frac{(5340 - 400)}{21} = 235.23 \text{ mm}$$

Use  $h = 300 \text{ mm}$

use hollow blocks of size ( height x width x length =  $20 \times 20 \times 40 \text{ cm}$ )

#### check :

- Thickness of topping slab ( $t_s$ ) :

$$t_s > \frac{\text{Spacing between rib}}{12} > 40 \text{ mm} \dots \text{ACI code 318 - 08 (13 - 6 - 1)}$$

$$t_s > \frac{400}{12} = 33.3 \text{ mm} \quad \text{say } t_s = 100 \text{ mm}$$

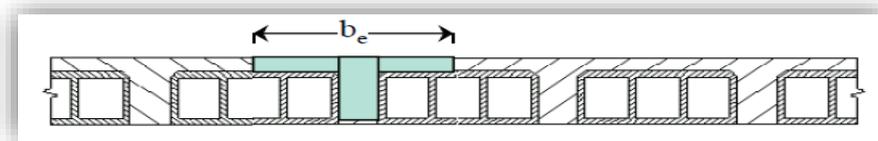
$$b_w > \frac{h}{3.5} = \frac{300}{3.5} = 85.71 \text{ mm}$$

Say  $b_w = 150 \text{ mm}$

Length of block  $\leq 750 \text{ mm} \dots \text{ACI code 318-08 (8-13-2,3)}$

$$\frac{h_{\text{rib}}}{b_w} = \frac{200}{150} = 1.33 \leq 3.5 \quad \text{OK}$$

$$b(\text{effect}) = b_w + \text{Length block} = 150 + 400 = 550 \text{ mm}$$



#### Solid part :

$b_w = 150 \text{ mm}$

$0.5 \text{ of beam width} = 0.5 \times 400 = 200 \text{ mm}$

Say solid part =150 mm

- For long direction

$$L_{net\text{Long}} = \text{solid part} \times 2 + (N) * 400 + (N - 1) * 150$$

N= no of block

$$5650 = 150 \times 2 + (N) * 400 + (N - 1) * 150$$

$$N = 10.9 = 10 \text{ block.}$$

$$\text{Say No of Rib} = (N - 1) = 9 \text{ rib}$$

$$\text{Solid part} = (\text{No of block calculated} - \text{No of block used}) \times b_{\text{effective}}$$

$$\text{Solid part} = (10.9 - 10) \times 550 = 450 \text{ mm/ Two side}$$

$$\text{Solid part} = 225 \text{ mm/ side}$$

$$\text{Final width of solid part} = 150 + 225 = 375 \text{ mm}$$

- For short direction

.LL > 3 KPa and L=(4-7m) need for one crossing rib

$$L_{net\text{Short}} = \text{solid part} \times 2 + (N) * 200 + \text{crossing rib}$$

N= no of block

$$5040 = 150 \times 2 + (N) * 200 + 150$$

$$N = 23.2 = 23 \text{ block.}$$

$$\text{Say No of Rib} = (N - 1) = 22 \text{ rib}$$

$$\text{Solid part} = (\text{No of block calculated} - \text{No of block used}) \times b_{\text{block}}$$

$$\text{Solid part} = (23.2 - 22) \times 200 = 240 \text{ mm/ Two side}$$

$$\text{Solid part} = 120 \text{ mm/ side}$$

$$\text{Final width of solid part} = 150 + 120 = 270 \text{ mm}$$

### ⊕ Loads per rib:

$$\text{Topping slab} = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Rib} = 2 \times 0.2 \times \frac{(0.15 + 0.13)}{2} \times 25 = 1.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hollow block} = 10 \times 12 \times 9.81 \times 10^{-3} = 1.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Dl = (2.5 + 1.4 + 1.2) + (2) = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Wu = 1.2Dl + 1.6Ll$$

$$Wu = 1.2(7.1 + 1.5) + 1.6 \times (2) = 13.52 \text{ KN/m per 2rib}$$

$$Wu/\text{rib} = 0.55 \times 13.52 = 7.43 \text{ KN/m}$$

### ⊕ Check of Shear:

$$D = h - c - \phi_s \frac{\phi}{2} = 250 - 20 - 8 - 14 * 0.5 = 215 \text{ mm}$$

$$1.1\Phi V_c = 1.1\Phi * 0.17 * \sqrt{F_c'} * b_w * d$$

$$1.1\Phi V_c = 1.1(0.75 * 0.17 * \sqrt{25} * 150 * 265) = 27.87 \text{ KN}$$

$$V_{ud} = \frac{W_u * L}{2} - W_u \left( \frac{b \text{ of beam}}{2} + \text{solid part} + d \right)$$

$$V_{ud} = \frac{7.43 * 5.34}{2} - 7.43(0.5 * 0.4 + 0.270 + 0.265) = 14.377 \text{ KN} < 1.1\Phi V_c$$

$$\text{Max shear force } V_{ud} = 1.15 \frac{W_u * L}{2} - W_u \left( \frac{b \text{ of beam}}{2} + \text{solid part} + d \right)$$

$$V_{ud} = 1.15 * \frac{7.43 * 5.34}{2} - 7.43(0.5 * 0.4 + 0.270 + 0.265) = 17.35 \text{ KN} < 1.1\Phi V_c$$

Use minimum web reinforcement 5Ø8mm/m

### ✿ Design flexural reinforcement for the rib :-

$$M_u = (\text{coeff.}) W_u L n s^2 . \quad L n s = 5.34 - 0.4 = 4.94 \text{ m.}$$

$$M_u \text{.Con} = (\text{coeff.}) W_u L n s^2 = 1/11 * 7.43 * 4.94^2 = 16.48 \text{ kn.m/rib.}$$

$$M_u \text{.Mid} = (\text{coeff.}) W_u L n s^2 = 1/16 * 7.43 * 4.94^2 = 11.33 \text{ kn.m/rib.}$$

$$M_u \text{.Con} = (\text{coeff.}) W_u L n s^2 = 1/11 * 7.43 * 4.94^2 = 16.48 \text{ kn.m/rib.}$$

Be = the minimum of:

$$\checkmark 12 * t_s + b_w = 12 * 100 + 150 = 750 \text{ mm.}$$

$$\checkmark L/4 = 5340/4 = 1335 \text{ mm.}$$

$$\checkmark \text{Cl-Cl} = 550 \text{ mm.}$$

$$\text{Take } b_e = 700 \text{ mm. } b_w = 150 \text{ mm. } d = 265 \text{ mm. } t_s = 100 \text{ mm.}$$

$$M_{Ru} = \phi * 0.85 * F_c' * b_e * t_s * (d - t_s / 2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 25 * 700 * 100 * (0.265 - 0.05) * 10^{-3} = 287.83 \text{ kn.m.}$$

$$M_{Ru} = 287.83 \text{ kn.m/m} > 11.33 \text{ kn.m/m}$$

section behave as rectangular with  $b = b_e = 700 \text{ mm.}$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 * b_e * d^2} . \quad R_n = \frac{11.33 * 10^6}{0.9 * 700 * 265^2} = 0.256 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{25}{280} * \left[ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7}{25} * 0.514} \right] = 0.00185$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.005 \quad \text{or} \quad \rho_{min} = \frac{\sqrt{25}}{4 * 280} = 0.0044$$

$$\rho_{min} > \rho$$

$$As = \rho * b * d = 73.53 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 174.9 \text{ mm}^2$$

حديد التسليح للعصب

Use 2Ø14mm(308mm<sup>2</sup>)/Rib

### ⊕ Check $\phi$ :

$$a = \frac{As \times F_y}{0.85 \times F_c' \times b} = \frac{2 \times 0.25 \pi \times 14^2 \times 280}{0.85 \times 25 \times 700} = 6.71 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.85 \quad c = \frac{a}{\beta}$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \frac{d-t-c}{c} = \frac{265 - \frac{6.71}{0.85}}{\frac{6.71}{0.85}} * 0.003 = 0.078 \geq 0.005$$

Tension failure  $\phi = 0.9$

### ⊕ Check the tensile stress in the top slab:

Own weight =  $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kn/m}^2$ .

Loads on topping slab.

$$W_u = 1.2D + 1.6L$$

$$W_u = 1.2(3.75 + 2) + 1.6 \times 2 = 10.1 \text{ kn/m}^2$$

$$M_u = (1/12) W_u (c - br)^2 = 10.1 * 0.4^2 / 12 = 0.134 \text{ KN.m}$$

Treat the topping slab as a plain concrete

$$F_r = \frac{MC}{I} \leq 0.65 * 0.62 * \sqrt{F_c'}$$

$$I = \frac{1000 \times 60^3}{12} = 18 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$C = 0.5t_s = 0.5 * 100 = 50 \text{ mm.}$$

$$0.65 * 0.62 * \sqrt{25} = 2.01 \text{ Mpa.}$$

$$F_r = \frac{0.134 * 10^6 * 50}{18 * 10^6} = 0.663 \text{ Mpa} \leq 2.01 \text{ Mpa} \quad OK$$

$$M_{slab \text{ capacity}} = \frac{\phi F_r I}{C} = \frac{0.55 * 2.1 * 18 * 10^6}{50} = 0.23 \text{ kN.m}$$

$M_{slab \text{ capacity}} > M_u \quad OK$

For topping slab use 5Ø10 perpendicular & 3Ø10/m parallel to the ribs.

•

# الباب السادس

الجسور Beams



## مقدمة نظرية عن الجسور

الجسور الخرسانية: هي عنصر من العناصر المكونة للنظام الإنشائي للمبني يكون بعديها في القطاع اصغر بكثير من البعد الثالث تعتبر الجسور من العناصر الإنشائية الأفقية القادرة على تحمل أحمال متعامدة على محورها الطولي نتيجة الأحمال القادمة من البلاطات والجدران وكذا الوزن الذاتي والتي تنشأ عنها مختلف القوى الداخلية المتكونة على طول مجاز الجسر مثل إجهادات الشد و إجهادات الضغط وإجهادات عزوم الانحناء وإجهادات عزوم الي وإجهادات القص على مقطع الكمرة ولان الخرسانة لوحدها لا تكفي لمقاومة مختلف القوى المؤثرة على الجسر يستخدم الحديد (التسليح) الطولي والعرضي كمثال في حالة عزوم الانحناء لو درسنا قطاع في وسط الجسر فإنه سوف يحدث له انحناء مصحوبا بقوى ضغط على السطح العلوي وقوى شد على السطح السفلي وبما أن الخرسانة ضعيفة في مقاومة إجهادات الشد فإنه يوضع حديد التسليح في منطقة الشد لمقاومة الشد في هذه المنطقة من الجسر ولا تعتبر الجسور عنصر اساسي في النظام الإنشائي حيث يمكن الاستغناء عنه.

## الوظيفة الإنشائية للجسور

تقوم الجسور بحمل الاحمال المختلفة (احمال البلاطات والجدران والوزن الذاتي..)(احمال الجاذبية) وتنقلها للأعمدة بطريقة مباشرة لو كانت جسور رئيسية او غير مباشرة لو كانت جسور ثانوية حيث تنقلها اولا للجسور الرئيسية ثم الى الاعمدة وتستخدم الجسور في التوصيل بين العناصر الإنشائية حيث تقلل من الطول الفعال للانبعاج في الاعمدة وتربط بين العناصر الأفقية الرئيسية (Girder Beam) وتكون اطارت عند اتصالها بالأعمدة مما يساعد على مقاومة القوى الجانبية وكذلك تعمل الجسور على تقسيم البلاطات الكبيرة بغرض الحصول على سماكات اقتصادية او الغير منتظمة بغرض سهولة تحليلها وتزيد الجسور من الجساءة بالنسبة للعناصر التي تتصل بها مثل البلاطات

## تصنيف الجسور الخرسانية

## • تصنيف الجسور حسب الشكل

- A. الجسور العميقة (Deep beams)
- B. الجسور الكابولية القصيرة (Short cantilever beams)
- C. الجسور الدائرية (Circular beams)
- D. الجسور المكسرة (Broken beams)
- E. الجسور المقوسة (Curved beams)
- F. الجسور الكابولية (Cantilever beams)
- G. الجسور العادية (Normal beams)

## • تصنيف الجسور حسب الأهمية

## ▪ جسور رئيسية (Girder beam)

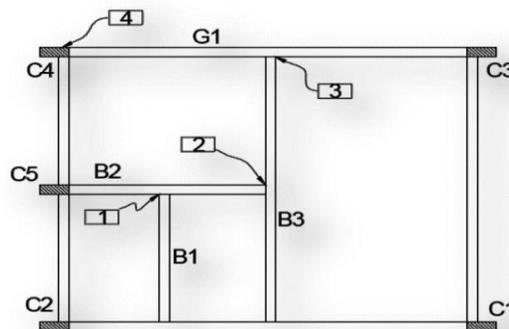
هي الجسور التي تقوم بنقل الأحمال القادمة من الجسور الثانوية بالإضافة إلى الأحمال الأخرى مباشرة إلى الأعمدة او جدران القص (تكون نهايتها متصلة بأعمدة او جدران قص) مثل الجسر رقم (4) في الشكل أدناه.

## ▪ جسور ثانوية (secondary beam)

هي الجسور التي تستخدم في تقسيم البلاطات ذات المساحات الكبيرة إلى أجزاء للحصول على سماكات اقتصادية بالإضافة لحمل القواطع وتقوم بنقل الأحمال القادمة من الطابق إلى الجسور الرئيسية مثل الجسر رقم (2) في الشكل أدناه.

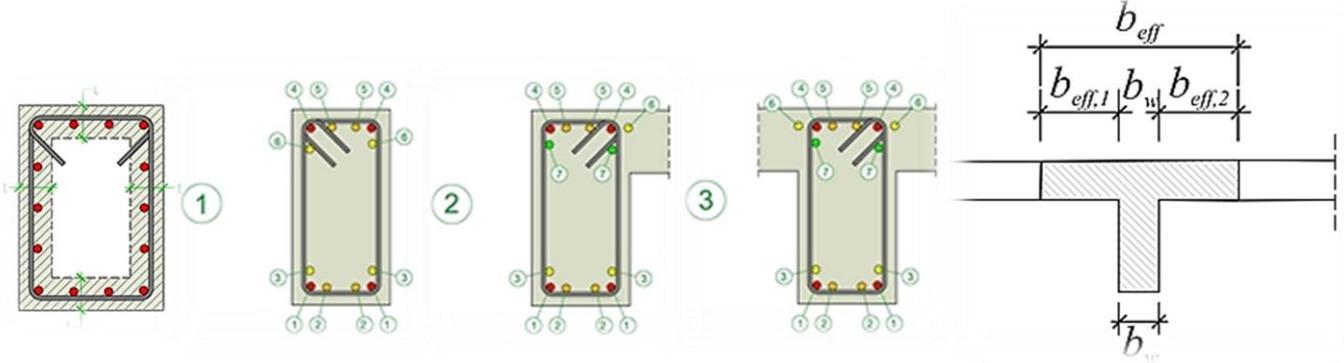
## ▪ جسور شبة ثانوية (semi secondary beam)

وهي جسور متصلة بعمود او جدار قص من جهة واحدة فقط والطرف الثاني متصل بجسر او جدار عادي مثل الجسر رقم (5) في الشكل أدناه.



تصنيف الجسور من حيث شكل المقطع العرضي

- A. المقطع المستطيل (Rectangle section)
- B. المقطع على شكل حرف T (T\_section)
- C. المقطع على شكل حرف L (L\_section)
- D. المقاطع على شكل شبه منحرف (Trapezoidal section)
- E. المقاطع الغير قياسية.



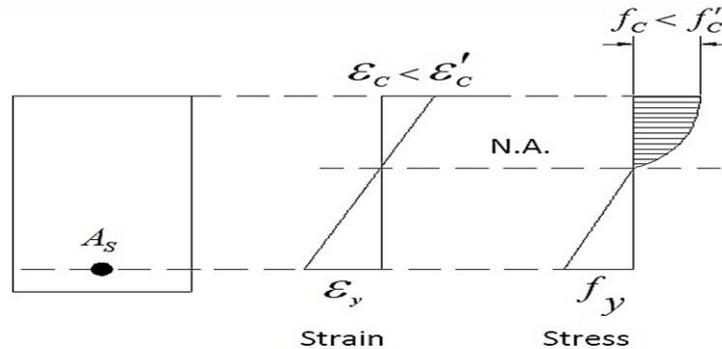
تصنيف الجسور حسب حديد تسليح القطاع العرضي

- A. جسور ذات تسليح مفرد (Single reinforcement section)
- B. جسور ذات تسليح مزدوج (Dable reinforcement section)

تصنيف الجسور حسب أنماط الفشل

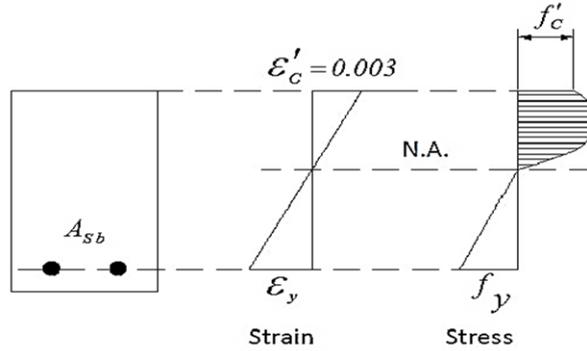
فشل الشد Under – Reinforced Beam (tension Failure)

يعني انهيار حديد التسليح قبل انهيار الخرسانة ويحدث هذا النوع من الفشل للمقطع عندما تكون نسبة تسليح الشد للمقطع ( $\rho$ ) أقل من نسبة التسليح المتزن ( $\rho_b$ ) لذا فان حديد التسليح يصل إلى مقاومة الخضوع (أقصى مقاومة مفترضة) ( $f_y$ ) قبل وصول الخرسانة إلى مقاومة الانضغاط (أقصى مقاومة مفترضة) ( $0.85f_c$ ) يعني ان الحديد يصل لا أقصى انفعال قبل وصول الخرسانة لأقصى انفعال مفترض ( $0.003$ ) وهذا النوع من الفشل يفضل مقارنة بالأنواع الأخرى لأنه يعطي مؤشر تحذيري قبل الانهيار من خلال ظهور الشقوق والانحرافات (الانحناءات) المتزايدة تدريجيا مما يعطي الفرصة لمعالجة المشكلة ان امكن او اخلاء المبنى وسبب هذه الحالة هو قلة حديد التسليح المستخدم في القطاع الخرساني ولتلافي هذه المشكلة حدد الكود نسبة دنيا لحديد التسليح يجب عدم استخدام اقل منها سنوضحها ( $\rho_{min}$ ) في شرح البنود.



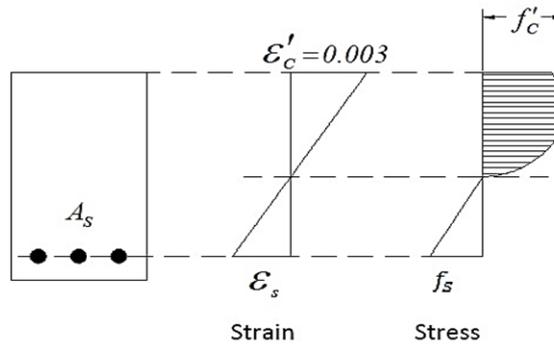
▪ فشل الاتزان (Balanced – Reinforced Beam (Balanced Failure))

يعني انهيار حديد التسليح والخرسانة في ان واحد، ويحدث هذا النوع من الفشل للمقطع عندما تكون نسبة تسليح الشد للمقطع ( $\rho$ ) مساوية لنسبة التسليح المتزن ( $\rho_b$ ) فيصل حديد تسليح الشد إلى مقاومة الخضوع (أقصى مقاومة مفترضة) ( $f_y$ ) مع وصول الخرسانة إلى مقاومة الانضغاط (أقصى مقاومة مفترضة) ( $0.85f_c$ ) في وقت واحد يعني ان الحديد يصل لأقصى انفعال مع وصول الخرسانة لأقصى انفعال مفترض ( $0.003$ ).



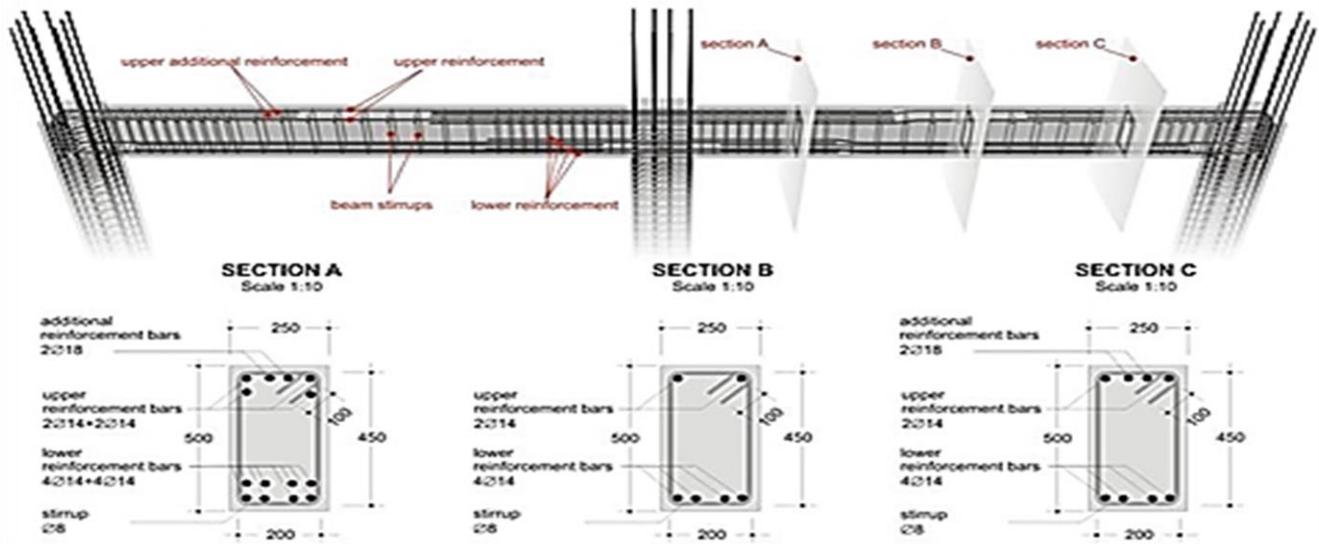
▪ فشل الانضغاط (Over – Reinforced Beam (compression Failure))

يعني انهيار الخرسانة قبل حديد التسليح ويحدث هذا النوع من الفشل للمقطع عندما تكون نسبة تسليح الشد للمقطع ( $\rho$ ) اكبر من نسبة التسليح المتزن ( $\rho_b$ ) لذا فان تسليح الشد يصل إلى مقاومة الخضوع (أقصى مقاومة مفترضة) ( $f_y$ ) قبل وصول الخرسانة إلى مقاومة الانضغاط (أقصى مقاومة مفترضة) ( $0.85f_c$ ) يعني ان الخرسانة تصل لأقصى انفعال مفترض ( $0.003$ ) قبل وصول الحديد للانفعال الاقصاء وهذا النوع من الفشل يكون فجائي ولا يعطي المجال لا خلاء المنشاء لذلك فان الكود لا يسمح بهذا الفشل لذلك حدد الكود نسبة قصوى لحديد التسليح في القطاع ويعرف المقطع في هذه الحالة بالمقطع زايد.



• تصنيف الجسور حسب طرق التنفيذ

- i. جسور مصبوبة في الموقع غير مسبقة الاجهاد (*Cast-in-place concrete (non prestressed)*)
- ii. جسور مصبوبة في الموقع مسبقة الاجهاد (*Cast-in-place concrete (prestressed)*)
- iii. جسور مصبوبة خارج الموقع في الغالب تكون مسبقة الاجهاد (*Precast concrete (manufactured under plant control conditions)*)



## متطلبات الكود ( ACI-318-19 ) بالنسبة للجسور

• [ACI318-19 Sec 20.5.1.3.1](#)

يحدد اقل غطاء خرساني يمكن استخدامه لحماية حديد التسليح في الجسور حسب نوع تنفيذ الجسور

• [ACI318-19 Sec 20.5.1.3.3](#)

للخرسانة المصبوبة موقعي والغير مسبقة الاجهاد Cast-in-place concrete (non prestressed) يعطي سمك اقل غطاء خرساني بالنسبة للجسور والاعمدة ( 40 مم ) بالنسبة للتسليح الرئيسي (Primary reinforcement) ، والكانات (stirrups) ، و التسليح الحلزوني (كانات الاعمدة الدائرية) (spiral) و الربطات الجانبية (كانات الاعمدة) (ties).

• [ACI318-19 Sec 9.2.4](#)

تتكلم عن الاشتراطات الخاصة بالجسور على شكل حرف T

• [ACI318-19 Sec 9.2.4.1](#)

In T-beam construction, flange and web concrete shall be placed monolithically or made composite.

يوصي بضرورة تشييد الجسور نوع حرف (T) بحيث يتم صب الجناح (flange) والعصب (web) لتعمل سوية وبخلافه يجب ربطهما سوية بشكل فعال.

• [ACI318-19 Sec 6.3.2.1](#)

يحدد الابعاد الفعالة لمقطع الجسر المتصلة مع البلاطة:

**Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams**

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	8h
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	6h
		$s_w/2$
		$l_n/12$

• [ACI318-19 Sec 6.3.2.2](#)

Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to 0.5bw and an effective flange width less than or equal to 4bw.

عند استخدام الجسور من نوع حرف (T) كجسر مفردة لتوفير مساحة انضغاط اضافية بواسطة الجناح يجب ان لا يقل سمك الجناح عن (  $\frac{1}{2}$  ) عرض العصب (0.5bw) و لا يزيد عرض الجناح الفعال عن اربعة اضعاف عرض العصب.

• [ACI318-19 Sec 9.3.1.1](#)

**Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams**

Support condition	Minimum h <sup>[1]</sup>
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

<sup>[1]</sup>Expressions applicable for normalweight concrete and  $f_c = 420$  MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

تجدر الإشارة إلى أن الجدول السابق خاص بالخرسانة العادية (Normal weight Concrete) ( $wc = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) وحديد تسليح بإجهاد خضوع ( $f_y$ ) مساوي (420 Mpa) وللحالات الأخرى يجب أن تُعدّل القيم كما يلي:  
للخرسانة خفيفة الوزن (Lightweight Concrete) والتي لها وزن نوعي يتراوح بين القيمتين التاليتين ( $wc = 1440\sim 1840 \text{ kg/m}^3$ ) فان القيم تضرب بالمعامل الأكبر من:

- $1.65 \text{ } 0.0003 \text{ } wc$
- 1.09

إذا اختلفت قيمة إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) عن (420 Mpa) فالقيم يجب أن تضرب بالمعامل ( $0.4 + f_y/700$ ).

• [ACI318-19 Sec 22.2.2.1](#)

Maximum strain at the extreme concrete compression fiber shall be assumed equal to 0.003.

يفترض ان يكون الانفعال الأقصى المستخدم في ليف الانضغاط الأقصى للخرسانة مساويا الى (0.003).

• [ACI318-19 Sec 22.2.2.2](#)

Tensile strength of concrete shall be neglected in flexural and axial strength calculations.

تهمل مقاومة الشد للخرسانة في حسابات الانحناء والاحمال المحورية للخرسانة المسلحة.

• [ACI318-19 Sec 22.2.2.3](#)

The relationship between concrete compressive stress and strain shall be represented by a rectangular, trapezoidal, parabolic, or other shape that results in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests.

يفترض ان تكون العلاقة بين توزيع الاجهادات في الخرسانة وانفعال الخرسانة على شكل مستطيل او شبه منحرف او قطع زائد او أي شكل اخر يستنتج من نتائج اختبارية.

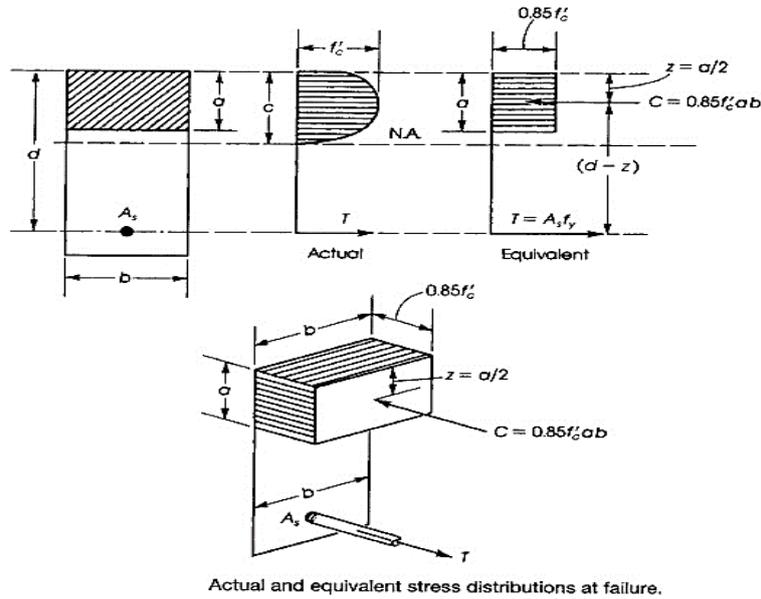
• [ACI318-19 Sec 22.2.2.4](#)

يتم الإيفاء بمتطلبات الفقرة السابقة باستعمال توزيع اجهادات الخرسانة بشكل مستطيل مكافئ وحسب الشروط في الثلاث فقرات التالية:

• [ACI318-19 Sec 22.2.2.4.1](#)

Concrete stress of  $0.85f_c'$  shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance  $a$  from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

يفترض اجهاد الخرسانة مساوي الى ( $0.85 f_c'$ ) موزعا بانتظام على منطقة الانضغاط المكافئة والمحاطة بحافات المقطع العرضي وخط مستقيم مواز للمحور المحايد وعلى مسافة ( $a = \beta_1 C$ ) من الالياف الخرسانية ذات انفعال الانضغاطية الأقصى.



• [ACI318-19 Sec 22.5](#)

مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد

One-way shear strength

$$V_n = V_c + V_s$$

• [ACI318-19 Sec 22.5.3.1](#)

يجب ألا تتجاوز قيمة ( $f_c$ ) المستخدمة لحساب ( $V_c$ ,  $V_{ci}$  and  $V_{cw}$ ) للقص أحادي الاتجاه (8.3 MPa)، ما لم يسمح في (22.5.3.2)

**Table 22.5.5.1— $V_c$  for nonprestressed members**

Criteria	$V_c$	
$A_v \geq A_{vmin}$	Either of:	$\left[ 0.17\lambda_w\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (a)
		$\left[ 0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (b)
$A_v < A_{vmin}$		$\left[ 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (c)

Notes:

1. Axial load,  $N_u$ , is positive for compression and negative for tension.
2.  $V_c$  shall not be taken less than zero.

• [ACI318-19 Sec 9.5.4.5](#)

It shall be permitted to reduce the area of longitudinal torsional reinforcement in the flexural compression zone by an amount equal to  $M_u/(0.9df_y)$ , where  $M_u$  occurs simultaneously with  $T_u$  at that section.

يجب السماح بتخفيض مساحة تسليح الالتواء الطولي في منطقة انحناء الضغط بمقدار يساوي  $M_u/(0.9df_y)$ ، حيث يحدث  $M_u$  في نفس الوقت مع  $T_u$  في ذلك المقطع، باستثناء أن مساحة التسليح الطولية لا يكون أقل من الحد الأدنى المطلوب. 9.6.4.

• [ACI318-19 Sec 9.6.1.1](#)

A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$ , shall be provided at every section where tension reinforcement is required by analysis.

يجب توفير أقل مساحة لتسليح الانحناء،  $A_{smin}$ ، في كل مقطع حيث يتطلب تسليح الشد بواسطة التحليل.

• [ACI318-19 Sec 9.6.3.4](#)

If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected  $A_{v,min}$  shall be in accordance with Table 9.6.3.4.

**Table 9.6.3.4—Required  $A_{v,min}$**

Beam type	$A_{v,min}/s$		
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

• [ACI318-19 Sec 9.6.4.1](#)

A minimum area of torsional reinforcement shall be provided in all regions where  $T_u \geq \phi T_{th}$  in accordance with 22.7.

الحد الأدنى لتسليح الالتواء يجب توفير أقل مساحة لتسليح الالتواء في جميع المناطق  $T_u h \geq \phi T_{th}$  حيث يتم ضبطها وفقاً لـ 22.7.

• [ACI318-19 Sec 9.6.4.2](#)

If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement  $(A_v + 2A_t)_{min}/s$  shall be the greater of (a) and (b):

إذا كان تسليح الالتواء مطلوب، يجب أن يكون الحد الأدنى من التسليح العرضي  $(A_v + 2A_t)_{min}/s$  أكبر من (a) and (b)

$$(a) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

• [ACI318-19 Sec 9.6.4.3](#)

If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement  $A_{l,min}$  shall be the lesser of (a) and (b):

في حالة الحاجة إلى تسليح الالتواء، يجب أن يكون الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي  $A_{l,min}$  أقل من (a) and (b):

$$(a) \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$(b) \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

• [ACI318-19 Sec 9.3.3](#)

Reinforcement strain limit in none prestressed beams 9.3.3.1 None prestressed beams with  $P_u < 0.10f_c'Ag$  shall be tension controlled in accordance with Table 21.2.2.

$$P_u < 0.10f_c'Ag$$

تأثير هذا القيد هو تقييد نسبة التسليح في الكمره غير مسبقة الاجهاد للتخفيف من سلوك لانحناء الهش في حالة الحمل الزائد. لا ينطبق هذا القيد على الكمره مسبقة الاجهاد.

• [ACI318-19 Sec 22.2.2.4.3](#)

للخرسانة التي لها مقاومة ( $f_c'$ ) بين (28 Mpa - 17 Mpa) يجب اخذ قيمة ( $\beta_1$ ) مساوية ل (0.85) وتقل خطي بمعدل (0.05) لكل (7 Mpa) زيادة على (28 Mpa) على ان لا تقل عن (0.65)

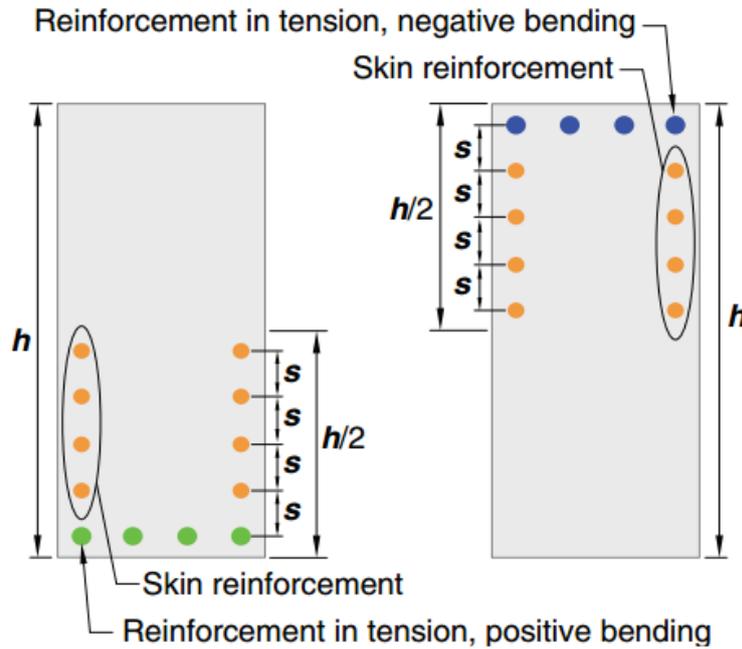
**Table 22.2.2.4.3—Values of  $\beta_1$  for equivalent rectangular concrete stress distribution**

$f'_c$ , MPa	$\beta_1$	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

• [ACI318-19\\_Sec 9.7.2.3](#)

For nonprestressed and Class C prestressed beams with  $h$  exceeding 900 mm, longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed on both side faces of the beam for a distance  $h/2$  from the tension face. Spacing of skin reinforcement shall not exceed  $s$  given in 24.3.2, where  $c_c$  is the clear cover from the skin reinforcement to the side face. It shall be permitted to include skin reinforcement in strength calculations if a strain compatibility analysis is made.

عندما يتجاوز ارتفاع الجسر أو العصب 900mm فيجب توزيع تسليح طولي سطحي بانتظام على طول الوجهين الجانبيين للعضو وعلى مسافة  $0.5h$  ويمكن تضمين هذا التسليح في حسابات المقاومة في حالة اجراء تحليل توافق الانفعالات لتحديد الإجهاد في القضبان المنفردة أو الأسلاك.



**Fig. R9.7.2.3—Skin reinforcement for beams and joists with  $h > 900$  mm.**

• [ACI318-19\\_Sec 9.7.6.2.2](#)

Maximum spacing of legs of shear reinforcement along the length of the member and across the width of the member shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

يحدد مسافات التباعد لحديد تسليح القص حسب الفقرات التالية واشتراطاتها:

- يجب أن لا تتجاوز مسافة التباعد لحديد تسليح القص المتعامد أيهما أقل.  $600 \text{ mm}$  او  $(d/2)$  مع المحور الطولي للعنصر
- يجب خفض حدود مسافات التباعد العظمى الواردة في الفقرة السابقة المقدار إلى النصف عند تجاوز  $(Vs)$   $0.33\sqrt{f_c}b_wd$ .

**Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement**

Required $V_s$	Maximum $s$ , mm				
		Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$d$	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

• [ACI318-19\\_Sec 22.5.10.5.3](#)

تنص على وجوب حساب قوة القص التي يوفرها حديد الكانات عند تجاوز  $V_u$  المقدار  $\phi V_c$  بالعلاقة التالية

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

يتم جمع قيم القوة المقاومة للقص بفعل حديد التسليح عند استخدام أكثر من نوع ويجب ان لا تتجاوز في كل الاحوال المقدار

$$0.66\sqrt{f_c}b_wd$$

## خطوات تحليل وتصميم الجسور لمقاومة مختلف القوى

### • الجسور مفردة التسليح ذات المقطع المستطيل

- إيجاد أقل سماكة للجسر الخرساني لمقاومة التشوه (Deflection) حسب متطلبات ACI318-19 Sec 9.3.1.1 كما ذكر في المتطلبات.
- إيجاد أدنى نسبة تسليح للجسور حسب متطلبات ACI-318-19 Sec 9.6.1.2 تأخذ من المعادلتين الآتيتين:

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \text{When } f_c' \geq 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad \text{When } f_c' > 30 \text{ Mpa}$$

- إيجاد أقصى نسبة تسليح للجسور حسب متطلبات ACI-318-19 كالآتي:

$$\rho_{smax} = \rho_b \left( \frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right) \quad \& \quad \rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

- إيجاد نسبة حديد التسليح المطلوب للقطاع باعتبار  $\phi = 0.9$

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * M_u}{1.7\phi f_c' b d^2}} \right)$$

$$\rho_{min} \leq \rho < \rho_{max}$$

ويتم مقارنتها ب

في حالة النسبة اقل من النسبة الدنيا نستخدم الدنيا وفي حالة تجاوز النسبة العليا ننتقل للتسليح المزدوج.

- إيجاد مساحة حديد التسليح ونحدد عدد الاسياخ.  $A_s = \rho b d$

- التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\epsilon_t = \frac{d_t - C}{C} \epsilon_{cu} \geq 0.004 \quad , \quad C = \frac{a}{\beta_1} \quad , \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.9$$

يتم إعادة حساب نسبة مساحة التسليح ومقارنتها بالشرط اعلاه وإيجاد مساحة التسليح.

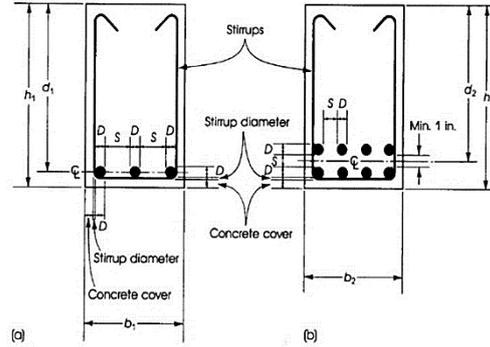
- إيجاد كفاءة القطاع (وهي تمثل الخطوة التحليلية)

$$\phi M_n = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

- التأكد من أقل عرض من خلال العلاقة التالية:

$$b_{min} = 2(\text{concrete cover}) + 2 \phi s + n\phi r + (n - 1)S \leq b_{act}$$

$$X(\text{max from}) \begin{cases} \phi r = D \\ 25\text{mm} \end{cases}$$



• الجسور مزدوجة التسليح ذات المقطع المستطيل

■ التصميم

ننتقل لتصميم المقطع المزدوج التسليح عندما:

$$\rho \geq \rho_{max}$$

- إيجاد أقل وأقصى نسبة لحديد التسليح من مساحة القطاع الفعالة.

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{max} = \rho_b \left( \frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right), \quad \rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

- إيجاد أقصى قيمة لمعامل مقاومة المقطع.

$$R_{n max} = \rho_{max} f_y \left( 1 - \frac{\rho_{max} f_y}{1.7 f_c} \right)$$

- إيجاد أقصى مقاومة للمقطع بافتراض أن  $\phi = 0.9$

$$M_{u1} = \phi M_{n max} = \phi R_{n max} b d^2$$

- نحتاج لتصميم مقطع مزدوج التسليح عندما:

$$\phi M_{n max} > M_u$$

- إيجاد العزم المطلوب مقاومته بأسياخ الضغط.

$$M_{u2} = M_u - M_{u1}$$

- إيجاد مساحة تسليح أسياخ الشد.

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}, \quad A_{s1} = \rho_{max} b d$$

- التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\epsilon_t = \frac{d_t - C}{C} \epsilon_{cu} \geq 0.004, \quad C = \frac{a}{\beta_1}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.9$$

- إيجاد مساحة التسليح  $A_{s2}$

$$M_{u2} = \phi f_y A_{s2} (d - \bar{d})$$

- إيجاد مساحة حديد التسليح المستخدم في منطقة الضغط  $A_s$

$$f_s = 600 \left( \frac{c-d}{c} \right) \leq f_y$$

$$A_s = A_{s2} \frac{f_y}{f_s}$$

- التأكد من أقصى مساحة مسموح بها للحديد أنها لم تتجاوز المساحة المستخدمة لحديد الشد

$$A_s \leq (\rho_{max} bd + A_s \frac{f_s}{f_y})$$

- التأكد من أقل عرض للمقطع كما ذكرنا سابقاً

$$b_{min} = 2(\text{concrete cover}) + 2 \phi s + n \phi r + (n - 1)S \leq b_{act} \quad , \quad X(\text{max from}) \begin{cases} \phi r = D \\ 25mm \end{cases}$$

التحليل

- إيجاد  $\rho, \dot{\rho}, (\rho - \dot{\rho})$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\dot{\rho} = \frac{A_s}{bd}$$

- إيجاد أقل وأقصى نسبة لحديد التسليح من مساحة القطاع الفعالة كما سبق

- إيجاد قيمة المعامل  $K$

$$K = 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{d}{a} \left( \frac{600}{600 - f_y} \right)$$

- التأكد من الشرط

$$\rho \geq \rho_{min}$$

- يكون حديد تسليح الضغط خاضع لو تحقق الشرط

$$\rho - \dot{\rho} \geq K$$

- عند خضوع حديد التسليح وتحقق الشرط أعلاه ( $f_s = f_y$ )

- نتأكد من الشرط

$$\rho \leq \rho_{max} + \dot{\rho} \text{ or } \rho - \dot{\rho} \leq \rho_{max}$$

- التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \varepsilon_{cu} \geq 0.004, \quad C = \frac{a}{\beta_1}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.9$$

- إيجاد كفاءة القطاع

$$\phi M_n = \phi f_y (A_s - A_s) \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s f_y (d - \dot{d})$$

- عند عدم خضوع حديد التسليح ( $f_s < f_y$ )

a. إيجاد ( $C$ ) من المعادلة التربيعية التالية

$$A_1 C^2 + A_2 C + A_3 = 0$$

$$A_1 = 0.85 f_c \beta_1 b$$

$$A_2 = A_s (600 - 0.85 f_c) - A_s f_y$$

$$A_3 = -600 A_s \dot{d}$$

$$f_s = 600 \left( \frac{c - \dot{d}}{c} \right) \leq f_y$$

b. نتأكد من الشرط

$$A_s \leq (\rho_{max} bd + A_s \frac{f_s}{f_y})$$

c. نتأكد من قيمة  $\phi$

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \varepsilon_{cu} \geq 0.004$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.$$

d. نوجد قيمة a

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_s'}{0.85 f_c b} \text{ or } a = C \beta_1$$

e. نوجد كفاءة القطاع

$$\phi M_n = \phi (A_s f_y - A_s' f_s') \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s' f_s' (d - d')$$

f. نتأكد من اقل عرض للمقطع كما ذكرنا سابقا

$$b_{min} = 2(\text{concrete cover}) + 2 \phi s + n \phi r + (n - 1) S \leq b_{act}$$

$$\phi r = D, \quad X(\text{max from}) \begin{cases} \phi r = D \\ 25mm \end{cases}$$

• الجسور ذات المقطع شكل حرف (T)

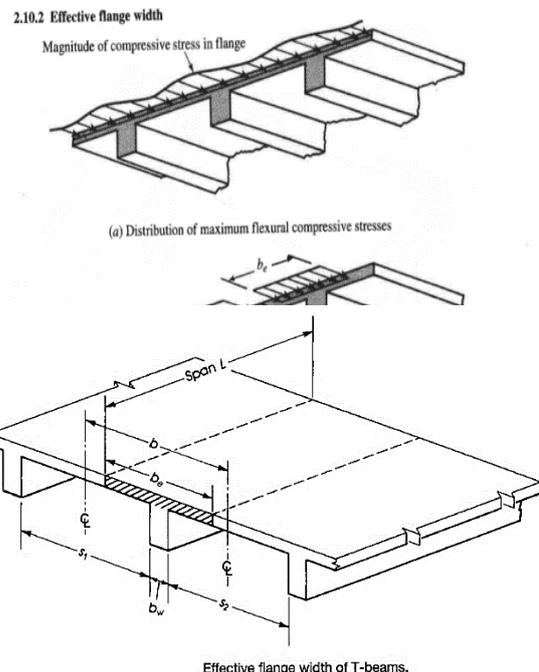
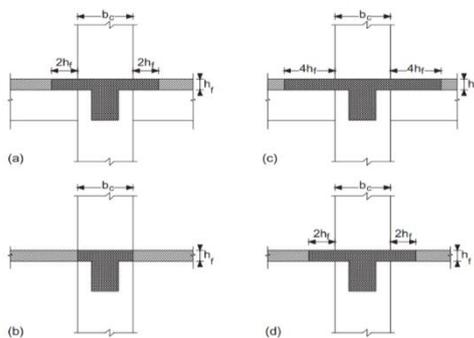
■ التصميم

- نوجد اقل واقصى نسبة لحديد التسليح من مساحة القطاع الفعالة

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{max} = \rho_b \left( \frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right), \quad \rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

- نوجد العرض الفعال للأجنحة من البلاطة



$$b_e(\text{min from}) \begin{cases} \frac{\text{Span}}{4} \\ 16t + b_w \\ C_{L1} - C_{L2} \end{cases}$$

- يجب تصميم المقطع باعتبار انه مقطع مستطيل عندما

$$\phi M_{n(f)} = \phi 0.85 f_c b_e t \left( d - \frac{t}{2} \right) > M_u$$

- توجد نسبة حديد التسليح المطلوب للقطاع باعتبار  $\phi = 0.9$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * M_u}{1.7 \phi f_c b_e d^2}} \right)$$

- وبحسب اتجاه العزم نقارنها ب

$$\rho_{min} \leq \rho = \frac{A_s}{b_e d} \text{ or } \rho = \frac{A_s}{b_w d} < \rho_{max}$$

- التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\epsilon_t = \frac{d_t - C}{c} \epsilon_{cu} \geq 0.004 \quad , \quad C = \frac{a}{\beta_1} \quad , \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.9$$

- توجد كفاءة القطاع (وهي تمثل الخطوة التحليلية)

$$\phi M_n = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

- يجب تصميم المقطع باعتبار انه مقطع على شكل حرف (T) لو لم يتحقق الشرط

- توجد نسبة حديد التسليح المطلوب للقطاع باعتبار  $\phi = 0.9$

$$A_s = A_{s(f)} + A_{s(w)}$$

$$A_{s(f)} = 0.85 f_c t \frac{(b_e - b_w)}{f_y}$$

$$A_{s(w)} = \rho_w b_w d$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * (M_u - \phi M_{n(f)})}{1.7 \phi f_c b_w d^2}} \right)$$

- التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\epsilon_t = \frac{d_t - C}{c} \epsilon_{cu} \geq 0.004 \quad , \quad C = \frac{a}{\beta_1} \quad , \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} \leq 0.9$$

- نتأكد من مساحة حديد التسليح ونتأكد من عرض القطاع كما سبق

$$A_s \leq \frac{0.85f_c}{f_y} ((b_e - b_w)t + 0.375\beta_1 b_w d)$$

$$b_{min} = 2(\text{concrete cover}) + 2 \phi s + n\phi r + (n - 1)S \leq b_{act}$$

$$X(\text{max from}) \begin{cases} \phi r = D \\ 25\text{mm} \end{cases}$$

تصميم القص

- عند ما لا نحتاج لتصميم القص ونستخدم اقصى مسافة بين الكانات

$$V_u \leq \phi V_c$$

- ولإيجاد قيمة  $\phi V_c$  نتبع الخطوات التالية:

يتم استخدام إحدى المعادلات التالية بحسب قيم  $A_v$  &  $A_{vmin}$  كما يلي:

Table 22.5.5.1— $V_c$  for nonprestressed members

Criteria	$V_c$		
$A_v \geq A_{vmin}$	Either of:	$\left[ 0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(a)
		$\left[ 0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{vmin}$		$\left[ 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(c)

Notes:

1. Axial load,  $N_u$ , is positive for compression and negative for tension.
2.  $V_c$  shall not be taken less than zero.

حيث  $A_v$  = مساحة التسليح العرضي

$A_{vmin}$  = أقل مساحة للتسليح العرضي

$\rho_w$  = مجموع مساحة الأسيخ الطولية المحددة في تثلين عمق القطاع المحسوب من الألياف المضغوطة

$$A_{vmin} = 0.062 \times \sqrt{f'_c} \left( \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \geq 0.35 \left( \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \gggggg (ACI 318 - 19 Sec9.6.3.4)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1 \gggggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.3)$$

$$V_c \leq 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \gggggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.1)$$

$$\frac{N_u}{6A_g} \leq 0.05f'_c \gggggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.2)$$

- عندما نحتاج لتصميم القص نتبع الخطوات التالية:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \gggggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.8.5.3)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \gggggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.8.1)$$

- نتأكد من تحقق الشرط مالم نغير ابعاد القطاع

$$V_s \leq 0.66\sqrt{f_c}b_wd \gggggg (ACI 318 - 19 \text{ Sec}22.5.1.2)$$

- نوجد اقصى مسافة بين الكانات

**Table 9.7.6.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement**

Required $V_s$	Maximum $s$ , mm				
	Lesser of:	Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$d$	$3h/4$	$3h/2$
600					
$> 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
300					

$$S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} \leq 600\text{mm} & \text{if } V_s \leq 0.33\sqrt{f_c}b_wd \\ \frac{d}{4} \leq 300\text{mm} & \end{cases}$$

وأيضا من خلال المعادلة 19-318 ACI

$$S_{max} \leq \begin{cases} \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} \\ \frac{A_v f_{yt}}{0.062 \sqrt{f_c} b_w} \end{cases} \text{ : ينتج أن Sec9.6.3.4}$$

▪ **تصميم القص مع الفتل**

- يتم التصميم للفتل عند تحقق الشرط

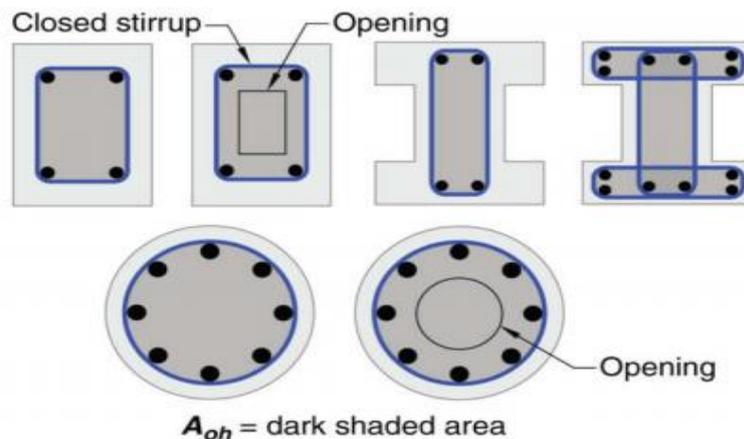
$$T_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \gggggg (ACI 318 - 19 \text{ Sec}22.7.4.1(a))$$

حيث:  $A_{CP}$  = مساحة القطاع  
 $P_{CP}$  = محيط القطاع

- يتم التأكد من كفاية أبعاد القطاع وتكون كافية لو تحقق الشرط

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_wd}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_wd} + 0.66\sqrt{f_c} \right) \gggggg (ACI 318 - 19 \text{ Sec}22.7.7.1(a))$$

حيث:  $A_{dh}$  = المساحة المحصورة بمحور الكانة الخارجية للقطاع  
 $P_h$  = محيط القطاع إلى الكانة الخارجية



- إيجاد نسبة المساحة إلى المسافة بين الكانات المطلوبة لمقاومة الفتل

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2A_0 f_{yt} \phi \cot \theta} \geq 0.175 \frac{b_w}{f_{yt}} \ggggggg \quad (\text{ACI 318 – 19 Sec22.7.4.1(a)})$$

- لو تطلب التصميم للقص توجد نسبة المساحة الى المسافة بين الكانات المطلوبة لمقاومة القص

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \ggggggg \quad (\text{ACI 318 – 19 Sec22.5.8.5.3})$$

- إيجاد المسافة بين الكانات المطلوبة لمقاومة القص والفتل

$$S = \frac{A_b}{2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S}}$$

- إيجاد أقصى مسافة لمقاومة القص والفتل

$$S_{max}(\text{min from}) \left\{ \begin{array}{l} \frac{P_h}{8} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. \ggggggg \quad (\text{ACI 318 – 19 Sec9.7.6.3.3})$$

- يجب الأخذ في الاعتبار اشتراطات القص واشتراطات نوع الإطار المستخدم

- التأكد من مساحة مقطع الكانات المستخدمة

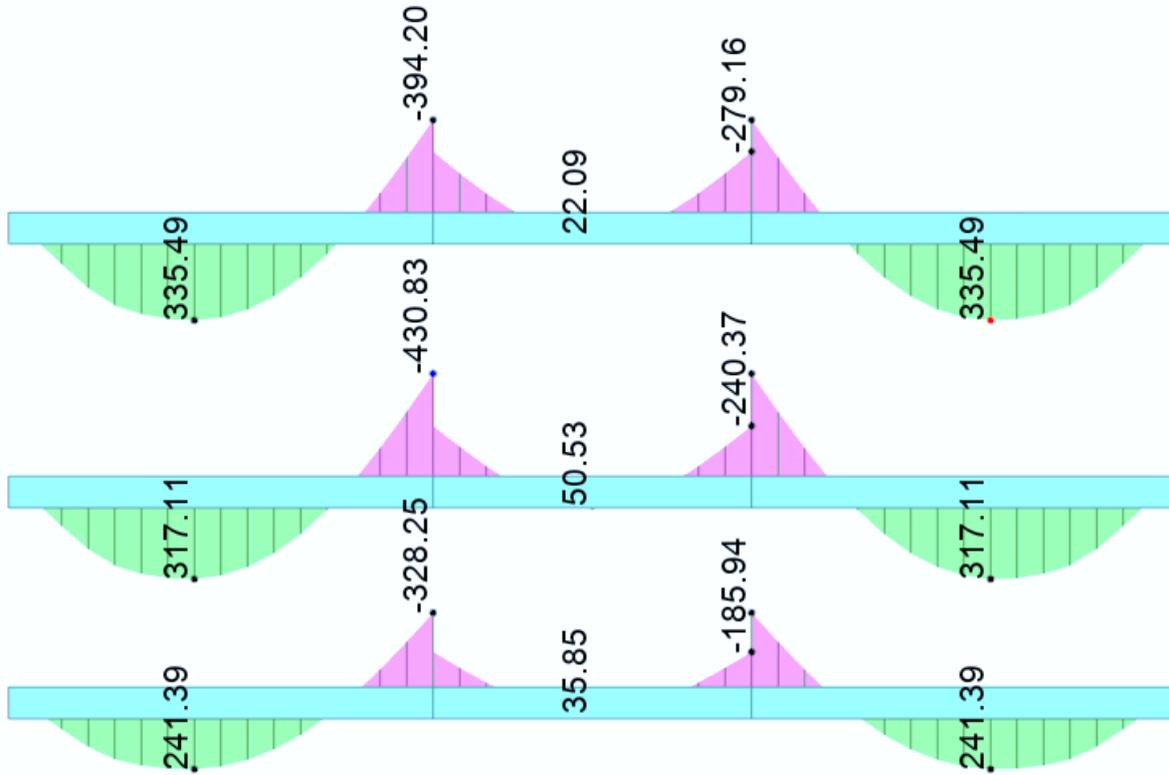
$$A_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w S}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w S}{f_{yt}} \end{array} \right. \ggggggg \quad (\text{ACI 318 – 19 Sec9.6.4.2})$$

- توجد مساحة الحديد الطولي المستخدم لمقاومة القص والتي

$$A_l = \frac{A_t}{S} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta \geq \frac{0.42 \sqrt{f_c} A_{CP}}{f_{yt}} - \frac{A_t}{S} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

مثال على تصميم الجسور العادية للكتلة السفلية

$F_c = 30MPa$   $F_y = 420MPa$   $B = 300mm$   $H = 600mm$   $l_n = 7300mm$   $M_n = 335.5KN.m$



$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25*\sqrt{30}}{420} = 0.0033 \quad \text{When } f_c' \geq 30 \text{ Mpa}$$

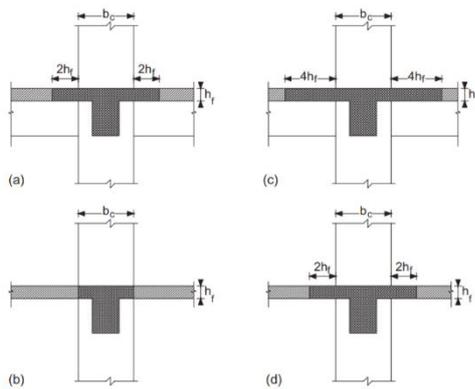
$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad \text{When } f_c' > 30 \text{ Mpa}$$

▪ إيجاد أقصى نسبة تسليح للجسور حسب متطلبات ACI-318-19 كالآتي:

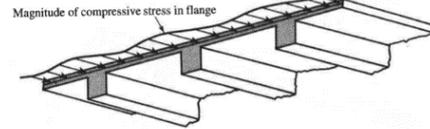
$$\rho_{Smax} = \rho_b \left( \frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right) = 0.02015 * \frac{0.003 + \frac{420}{200000}}{0.008} = 0.01285 \quad \&$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.85 \left( 0.85 - \frac{30 - 28}{7} \right) * \frac{30}{420} * \frac{600}{600 + 420} = 0.02015$$

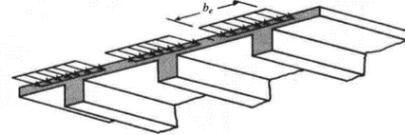
■ نوجد العرض الفعال للأجنحة من البلاطة



2.10.2 Effective flange width

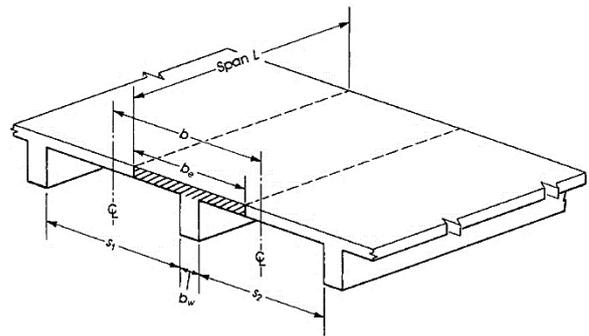


(a) Distribution of maximum flexural compressive stresses



(b) Flexural compressive stress distribution assumed in design

Fig. 2.18 Effective width of T-beam



Effective flange width of T-beams.

$$b_e(\text{min from}) \begin{cases} \frac{\text{Span}}{4} = \frac{7700}{4} + 300 = 2225\text{mm} \\ 16t + b_w = 16 * 200 + 300 = 3500\text{mm} \\ C_{L1} - C_{L2} = 6000\text{mm} \end{cases}$$

يجب تصميم المقطع باعتبار انه مقطع مستطيل عندما

$$\phi M_{n(f)} = \phi 0.85 f_c b_e t \left( d - \frac{t}{2} \right) > M_u \quad \phi M_{n(f)} = 0.9 * 0.85 * 30 * 2225 * 200 (542 - 100) = 4514\text{kN.m}$$

$$\phi M_{n(f)} > M_u \quad \text{ok}$$

إيجاد نسبة حديد التسليح المطلوب للقطاع باعتبار  $\phi = 0.9$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * M_u}{1.7 \phi f_c b d^2}} \right) = \frac{0.85 * 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 335.5 * 10^6}{1.7 * 0.9 * 30 * 2225 * 542^2}} \right) = 0.00137$$

ويتم مقارنتها ب  $\rho_{min} \leq \rho < \rho_{max}$

في حالة النسبة اقل من النسبة الدنيا نستخدم الدنيا وفي حالة تجاوز النسبة العليا ننتقل للتسليح المزدوج.

$$A_s = \rho b d = 0.00137 * 2225 * 542 = 1652.15\text{mm}^2$$

إيجاد مساحة حديد التسليح ونحدد عدد الاسياخ.

$$A_s = 1963.5\text{mm}^2 (4\phi 25)$$

نستخدم  $\rho$  الذي اوجدناها وذلك لان العزم موجب وكمية التسليح الناتجة من  $\rho$  اكبر من التسليح الناتج من  $\rho_{min}$

التأكد من قيمة معامل التخفيض  $\phi$  من خلال حساب انفعال حديد الشد:

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - C}{C} \varepsilon_{cu} = \frac{537.5 - 14.39}{14.39} * 0.003 = 0.11 \geq 0.004$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.23}{0.85} = 14.39mm$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1652.15 * 420}{0.85 * 30 * 2225} = 12.23mm$$

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} = 0.65 + (0.11 - 0.002) * \frac{250}{3} = 9.65 \leq 0.9$$

يتم إعادة حساب نسبة مساحة التسليح ومقارنتها بالشرط اعلاه وإيجاد مساحة التسليح.

إيجاد كفاءة القطاع (وهي تمثل الخطوة التحليلية):

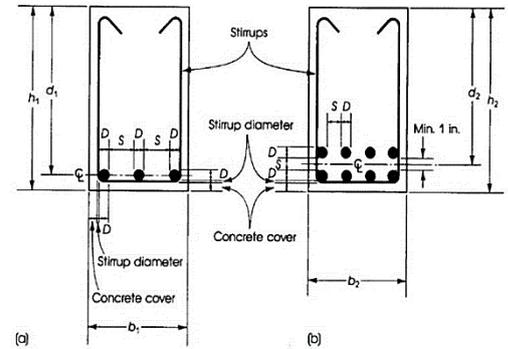
$$\phi M_n = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 420 * 1809.56 \left( 537.5 - \frac{14.39}{2} \right) = 362.74kN.m$$

التأكد من أقل عرض من خلال العلاقة التالية:

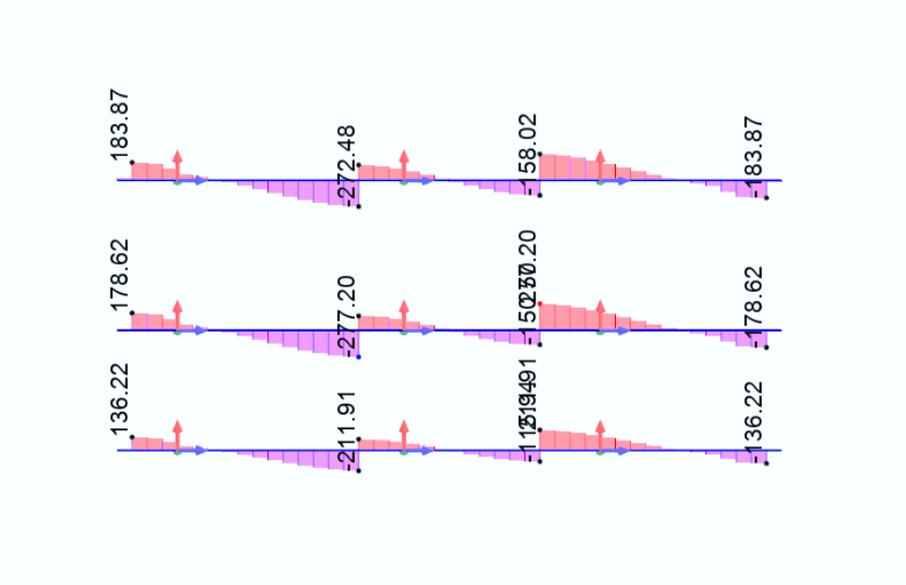
$$b_{min} = 2(\text{concrete cover}) + 2 \phi s + n \phi r + (n - 1)S = 80 + 20 + 4 * 25 + 3 * 33.33$$

$$b_{min} = 300 \leq b_{act}$$

$$X(\text{max from}) \begin{cases} \phi r = D \\ 25mm \end{cases}$$



تصميم القص



$$V_u = 272.48KN$$

عند ما لا نحتاج لتصميم القص ونستخدم اقصى مسافة بين الكانات

$$V_u \leq \phi V_c$$

ولإيجاد قيمة  $\phi V_c$  نتبع الخطوات التالية:  
يتم استخدام إحدى المعادلات التالية بحسب قيم  $A_v$  &  $A_{vmin}$  كما يلي

Table 22.5.5.1— $V_c$  for nonprestressed members

Criteria	$V_c$	
$A_v \geq A_{v,min}$	Either of:	$\left[ 0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (a)
		$\left[ 0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left[ 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (c)

Notes:

1. Axial load,  $N_u$ , is positive for compression and negative for tension.
2.  $V_c$  shall not be taken less than zero.

حيث  $A_v$  = مساحة التسليح العرضي  
 $A_{vmin}$  = أقل مساحة للتسليح العرضي

$\rho_w$  = مجموع مساحة الأسيخ الطولية المحددة في تئنين عمق القطاع المحسوب من الألياف المضغوطة

$$A_{vmin} = 0.062 \times \sqrt{f'_c} \left( \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) = 0.062 * \sqrt{30} * \frac{300 * 268.75}{420} = 65.18 < 0.35 \left( \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) = 67.18mm^2 \gggggg$$

(ACI 318 – 19 Sec9.6.3.4)

$$A_v = 157.08mm^2 > A_{vmin}$$

$$V_c = 0.17 * 0.797 * \sqrt{30} * 300 * 537.5 = 119.665kN$$

$$V_c = 0.66 * 0.797 * 0.0033^{\frac{1}{3}} * \sqrt{30} * 300 * 537.5 = 69.167KN$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1 = 0.797 \gggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.3)$$

$$V_c \leq 0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_wd = 0.42 * 0.797 * 300 * 537.5 = 53.98KN \ggggg$$

$$\gg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.1)$$

$$\frac{N_u}{6A_g} \leq 0.05f'_c \gggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.5.1.2)$$

$$USE V_c = 53.98KN < V_u$$

نحتاج لتصميم القص نتبع الخطوات التالية:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157.08 * 420 * 537.5}{309.33 * 1000} = 110mm \gggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.8.5.3)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{272.48 - 0.75 * 53.98}{0.75} = 309.33KN \gggggg (ACI 318 - 19 Sec22.5.8.1)$$

نتأكد من تحقق الشرط مالم نغير ابعاد القطاع

$$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_wd = 0.66 * \sqrt{30} * 300 * 537.5 = 582.914KN OK$$

نوجد اقصى مسافة بين الكانات

**Table 9.7.6.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement**

Required $V_s$	Maximum $s$ , mm				
	Lesser of:	Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$d$	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

$$S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} \leq 600mm \text{ if } V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd = 291.46KN \\ \frac{d}{4} \leq 300mm \end{cases} = 135mm$$

وأیضا من خلال المعادلة.... (ACI 318-19 Sec9.6.3.4) ينتج أن

$$S_{max} \leq \begin{cases} \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 * 420}{0.35 * 300} = 628mm \\ \frac{A_v f_{yt}}{0.062 \sqrt{f_c} b_w} = \frac{157 * 420}{0.062 * \sqrt{30} * 300} = 647mm \end{cases}$$

USE  $S_{max} = 135mm$  and  $s = 110mm$

$\emptyset 10@110mm$  for  $(d)$  and  $\emptyset 10@135mm$  for  $(\frac{l}{2} - d)$

# الباب السابع

الأعمدة Columns

## مقدمة نظرية عن الأعمدة Introduction

### الأعمدة الخرسانية

هي عبارة عن العناصر الإنشائية الخرسانية التي تقوم بنقل الاحمال التي تأتي عليها من الكمرات وصولاً الى الاساسات، وهي عبارة عن العناصر الإنشائية الخرسانية التي لا يزيد ارتفاعها في اتجاه قوة الضغط عن خمسة أمثال البعد الأصغر للقطاع و أيضاً لا يزيد البعد الأكبر عن خمسة أمثال البعد الأصغر في القطاعات المستطيلة والاعتبرها حوائط خرسانية.

أو هي عبارة عن العناصر الإنشائية الخرسانية التي لا يزيد ارتفاعها في اتجاه قوة الضغط عن خمسة أمثال البعد الأصغر للقطاع و أيضاً لا يزيد البعد الأكبر عن خمسة أمثال البعد الأصغر في القطاعات المستطيلة والاعتبرها حوائط خرسانية.

### لماذا نستخدم الأعمدة؟

بشكل أساسي، تحمل الأعمدة أحمالاً محورية، وبالتالي فهي مصممة لتحمل الضغط. قد تتسبب الأحمال الأخرى من الثلج أو الرياح أو القوى الأفقية الأخرى في حدوث انحناء الشد في الأعمدة. تحتاج الأعمدة في هذه الحالة إلى التصميم لمقاومة الحمل المحوري والانحناء. فالغرض الأساسي من الأعمدة هو نقل الاحمال من المنشأ بما يحتويه الى القواعد أياً كان نوع هذه الاحمال ونوع هذه القوى (قوى رأسية - عزوم - قوى قص) ويتم استخدامه بشكل رئيسي لتحمل القوى الضاغطة الرئيسية ولكن في الواقع لا يوجد عمود معرض لقوى ضغط رأسية فقط.

العمود هو دائماً جزء من نظام مقاومة قوى الجاذبية (gravity-force-resisting system) وفي المنشآت المصبوبة في الموقع غالباً ما يكون جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية ("LFRS" Lateral force-resisting systems) القوى الجانبية الأكثر شيوعاً هي الزلازل والرياح، بالنسبة للمباني المصممة لمقاومة القوى الزلزالية، تنطبق متطلباتها في الكود الأمريكي في الفصل العاشر - Chapter 10 in ACI 318M، 14 جنباً الى جنب مع الفصل الثامن عشر Chapter 18 ACI 318M-14 الأعمدة التي هي جزئياً من أحد الأنظمة الفريات الثلاثة، Ordinary, Intermediate, or special moment frame system. وهناك أيضاً متطلبات زلزالية للأعمدة ليست موجودة في قسم LFRS، تهدف المتطلبات الزلزالية إلى زيادة الليونة للعمود increase column ductility لاستيعاب الازاحات الكبيرة المتوقعة خلال التصميم الأقصى للزلازل.

### تصنيف الأعمدة (column classification)

تصنف الأعمدة إلى عدة أنواع:

- تصنيف الأعمدة على أساس الشكل (القطاع العرضي).
- تصنيف الأعمدة على أساس الارتفاع أو نسبة النحافة (طبيعة الفشل).
- تصنيف الأعمدة على أساس نوع من التسليح.
- تصنيف الأعمدة على أساس تدعيم الإطار (Based on Frame Bracing).
- تصنيف الأعمدة على أساس نوع التحميل.
- تصنيف الأعمدة على أساس نوعية تثبيت نهايات الأعمدة.

### تصنيف الأعمدة على أساس الشكل (القطاع العرضي cross section)

عمود مربع أو مستطيل square/rectangular: تستخدم بشكل عام في تشييد المباني، وهي شائعة في الاستخدام البسيط؛ يتم توفير هذه الأنواع من الأعمدة فقط إذا كان شكل الغرفة مربعاً أو مستطيلاً.

من الأسهل بكثير بناء وصب أعمدة مستطيلة أو مربعة عن الأعمدة الدائرية. هذا في المقام الأول لسهولة العمل مع القوالب ودعمها ضد الانهيار بسبب الضغط بينما لا تزال الخرسانة في القوالب. الأعمدة المربعة والمستطيلة أفضل وأقل تكلفة في التنفيذ.

عمود دائري circle: إنها أعمدة مصممة خصيصاً، وتستخدم في الغالب في الخوازيق وواجهات المباني. لماذا نستخدمها في الواجهات والجراجات، نستخدم هذا النوع من الأعمدة لتجنب الحواف الحادة ولشكلها الجمالي.

يتم توفيرها أيضاً في المجالس أو القاعات أو مناطق الاحتفالات لأن مظهرها أفضل وتوفر حرية حركة. يمكن استخدام الأعمدة الدائرية كأعمدة للجسور والكباري حيث لا تحتاج إلى ديكورات فشكلها جذاب في حد ذاته.

**عمود L:** هي أعمدة يتم استخدامها بشكل عام في زوايا وأركان الجدران الخارجية ولها نفس ميزات العمود المستطيل أو المربع. هذا النوع من الأعمدة أقل استخدامًا.

**عمود T:** يستخدم هذا النوع من الأعمدة اعتمادًا على متطلبات التصميم وفي بناء الجسور وما إلى ذلك. وهذا له نفس ميزات العمود المستطيل أو المربع.

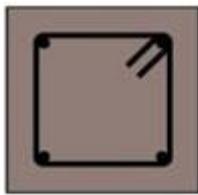
**العمود V:** من الاسم في حد ذاته، يتم تنفيذ العمود في شكل V ويستخدم بشكل عام إذا كان شكل الغرفة في شكل مثلث. إنها تتطلب كمية أكبر من الخرسانة والمهارة عند مقارنتها بالأعمدة الأخرى.

**عمود سداسي:** الأعمدة السداسية هي أعمدة معدلة بشكل عام. لها ستة جوانب وتوفر رؤية تصويرية جيدة تستخدم بشكل عام في الواجهات. يتم استخدامها بشكل عام في الشرفات المفتوحة والقاعات وصالات السينما وما إلى ذلك.

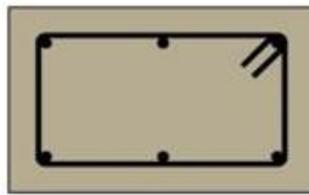
**عمود مقوس:** يستخدم هذا النوع من الأعمدة عندما يكون للغرفة شكل قوس. يتم اعتماده في حالة عدم وجود فرصة لبناء نوع عمود مربع أو مستطيل أو دائري. نادرا ما تستخدم لأنها تواجه صعوبة كبيرة في الصب.

**عمود Y:** تستخدم هذه الأنواع من الأعمدة بشكل عام في بناء الجسور والكباري العلوية وما إلى ذلك.

**عمود Y مقوس:** كما هو الحال مع عمود من شكل Y ولكن له حواف أو جوانب منحنية مقوسة. يتم توفيرها بشكل عام أسفل الجسور والكباري العلوية حيث يكون لها شكل جمالي وقوة تحمل كبيرة.



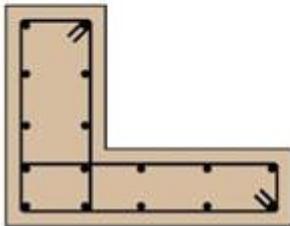
Square- Section



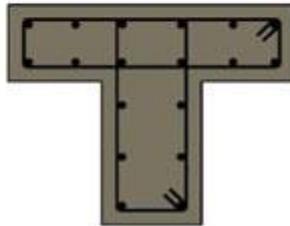
Rectangular- Section



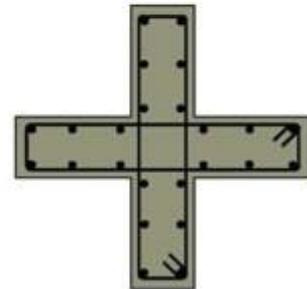
Circular- Section



L- Section



T- Section



+ -Section

بعض أشكال الأعمدة الشائعة

**تصنيف الأعمدة على أساس الارتفاع أو نسبة النحافة (حسب طبيعة الفشل)**

▪ **العمود القصير (short column)**

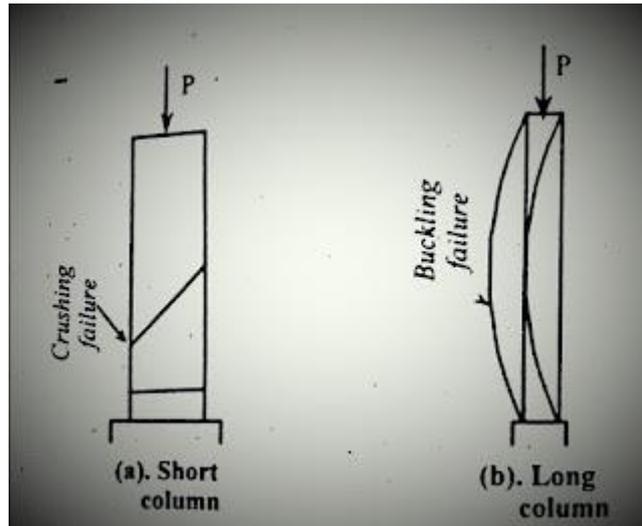
إذا كان ارتفاع العمود ١٥ ضعف البعد الأقل لمقطعه العرضي أو أقل، فسيكون هذا العمود عمودًا قصيرًا. تصل نسبة النحافة في العمود القصير إلى ١٢. نسبة النحافة هي النسبة بين الارتفاع الفعال للعمود ونصف قطر الدوران أو التدويم.

▪ **العمود الطويل (long column)**

إذا كان ارتفاع العمود أكثر من ١٥ مرة من أقل أبعاد المقطع العرضي، فسيتم تصنيف العمود على أنه عمود طويل. نسبة النحافة للعمود الطويل أكثر من ١٢.

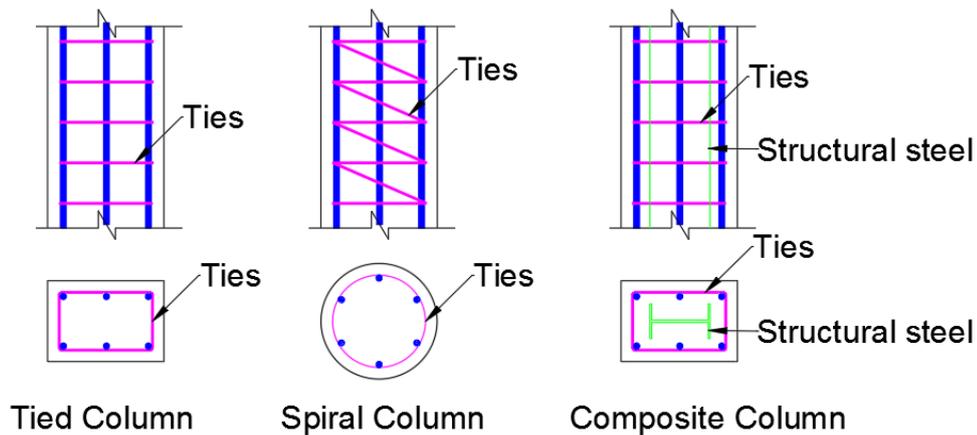
يختلف نمط فشل العمود القصير تمامًا عن نمط فشل الأعمدة الطويلة. العمود القصير يفشل مباشرة عند الحد الأقصى لقيمة الضغط المباشر الذي يمكن أن يتحمله. نتيجة لذلك، تفشل مادة العمود وتتحطم.

ينبعج العمود الطويل عند تطبيق الحمل. ينتج إجهاد الانحناء نتيجة الالتواء أو الانبعاج الذي ينتج عنه فشل العمود.



تصنيف الأعمدة على أساس نوع التسليح

- الأعمدة المطوقة (Tied columns) وهي التي يكون مقطعها مربع أو مستطيل أو دائري ويتكون تسليحها من تسليح رئيسي وأطواق (Ties).
- الأعمدة الحلزونية التسليح (Spiral Reinforced columns) وهي التي يتكون التسليح فيها من تسليح رئيسي وتسلية عرضي على شكل حلزون يحيط بالتسليح الرئيسي.
- الأعمدة المركبة (composite columns) وتستعمل فيها مقاطع إنشائية أو أنابيب مع الخرسانة وقد يوجد معها حديد تسليح طولي أيضا.



إن تحمل العمود ذي الرباط الاعتيادي Tied يساوي تقريبا 85% من تحمل العمود ذي التسليح العرضي الحلزوني Spiral وهما بنفس مساحة المقطع والتسليح الرئيسي كما ان الانهيار في الاعمدة بالتسليح الحلزوني لا يحدث فجائيا كما هو الحال في الاعمدة الاخرى.

يتكون قضيب حديد التسليح الطولي من قضبان فولاذية يتم ترتيبها طوليا في العمود. يشير التسليح الطولي أيضا إلى أسياخ التسليح الرئيسية. أغراض قضبان الصلب الرئيسية هي كما يلي:

- يساعد في التعامل مع الأحمال الضاغطة مع الخرسانة ، وبالتالي تقليل الحجم الكلي للعمود وإعطاء مساحة أكثر قابلية للاستخدام.
- كما يساعد على تحمل ضغوط وإجهادات الشد التي تتطور بسبب الانحراف العرضي أو العزوم.
- الفولاذ / الحديد مادة مطيعة تمنح العمود ليونة ومطولية.
- يقلل أيضا من الانكماش وتأثير الزحف بسبب التحميل المستمر غير المنقطع المطبق لفترة طويلة.

- يساعد في تجنب الانهيارات المفاجئة القصفة.

### التسليح العرضي:

يتم ترتيب التسليح العرضي، المعروف أيضاً باسم الكانات أو الأساور، على طول الاتجاه الجانبي للعمود في روابط أو بطريقة لولبية تحيط بالفولاذ / التسليح الأساسي. أغراض التسليح العرضي هي كما يلي:

- يحافظ على القضبان الطولية في موضعها أثناء صب الخرسانة.
- يمنع التواء وانبعاج قضبان التسليح الطولية.
- يقاوم الشد القطري الناجم عن القص العرضي بسبب الحمل العرضي أو العزوم.
- كما أنه يعطي ليونة معينة للعمود.
- يساعد على حصر العمود، وبالتالي منع العمود من الانقسام الطولي أو انتفاخ الخرسانة.

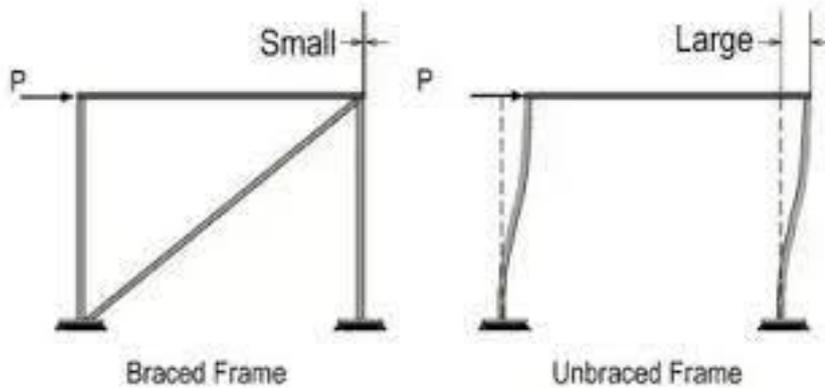
### تصنيف الأعمدة على أساس تقوية الإطار (Based on Frame Bracing)

#### • أعمدة مقيدة (Braced Columns)

قد تكون الأعمدة جزءاً من إطار مسنن أو غير مسنن مقابل الجوانب. يتم توفير الاستقرار الجانبي للهيكل ككل من خلال الدعامة. يمكن الحصول على الدعامة باستخدام جدران القص أو الدعامات في إطار المبنى. في الإطارات الداعمة، يتم منع الإزاحة العرضية النسبية للأطراف العلوية والسفلية للعمود. تمنع الأعمدة المقواة أحمال الجاذبية وتمنع جدران القص الأحمال الجانبية وأحمال الرياح.

#### • عمود غير مقيد (Unbraced Columns)

تقاوم الأعمدة غير المقواة كلاً من حمل الجاذبية والحمل الجانبي. نتيجة لذلك، تقل سعة تحميل العمود.



### تصنيف الأعمدة على أساس نوعية تثبيت نهايتها

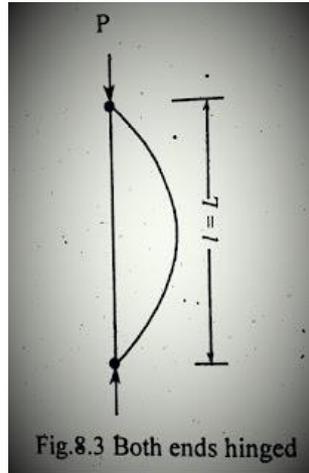
يعتمد مقدار الحمل الذي يمكن أن يتحمله العمود أيضاً على شروط وحالة نهاية العمود. سيكون العمود ذو النهاية المثبتة fixed عند كلا الطرفين أقوى، ثم العمود الثاني والذي من نفس الحجم والطول والمادة ولكن مع كلا الطرفين حراً free. ستكون القدرة على حمل الحمل مختلفة لكلا العمودين.

يتم حساب الطول الفعال للعمود بعد معرفة شروط نهاية العمود. يتغير الطول الفعال مع التغيير في شروط نهاية العمود. فيما يلي شروط نهاية العمود:

- كلا الطرفين hinged.
- الطرفين fixed.
- طرف واحد fixed والآخر hinged.
- طرف واحد fixed والآخر free.

▪ الطرفان hinged

هذا هو شرط نهاية العمود القياسي. الطول الفعال في هذه الحالة يساوي طول العمود. يمكن العثور على الطول الفعال لظروف النهاية الأخرى بالرجوع إلى هذه الحالة. في هذه الحالة، يكون كلا طرفي العمود hinged. كما هو مبين في الشكل أدناه.



$$L = l$$

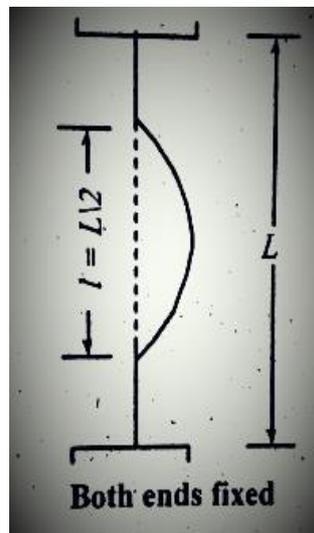
حيث:

الارتفاع المكافئ الفعال =  $l$

الارتفاع الفعلي =  $L$

▪ كلا الطرفين fixed

هذه هي أقوى شرط/حالة نهاية عمود. يحمل العمود الثابت fixed من الطرفين الحد الأقصى للحمل ويعتبر الطول الفعال لهذه الحالة نصف إجمالي طول العمود الفعلي. تزداد قدرة تحمل حمولة العمود مع انخفاض طول العمود المكافئ. كما هو مبين في الشكل أدناه.



$$l = L / 2$$

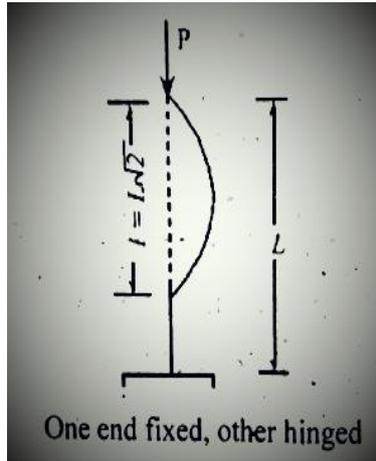
حيث:

الارتفاع المكافئ الفعال =  $l$

الارتفاع الفعلي =  $L$

▪ طرف واحد **fixed** والآخر **hinged**

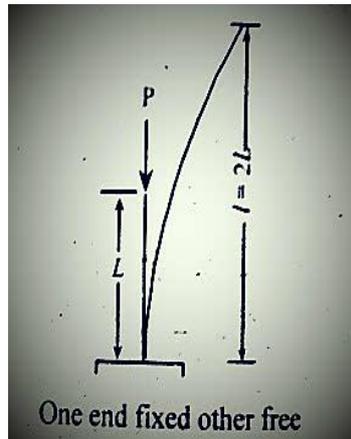
في هذه الحالة، يكون أحد طرفي العمود أقوى من الطرف الآخر. الطول المكافئ لهذه النهاية هو كما يلي:



$$l = L / \sqrt{2}$$

▪ نهاية واحدة **fixed** وأخرى **free**

شرط النهاية هذا يجعل العمود يتحمل أصغر حمولة من جميع الحالات الأخرى السابقة. العمود في مثل هذه الحالة ضعيف للغاية. الطول المكافئ لطرف واحد ثابت وآخر حر كما يلي:



$$l = 2L$$

تصنيف الأعمدة على أساس نوع التحميل

هناك نوعان من أنماط تحميل الأعمدة. تعتمد الأنماط على الموقع الذي يطبق فيه الحمل. وهما:

- العمود المحمل بحمل محوري متمركز (Axially loaded columns).
- العمود المحمل بحمل غير متمركز لمحور واحد (Eccentrically loaded columns).
- العمود المحمل بحمل غير متمركز للمحورين (Biaxially loaded columns).

▪ العمود المحمل بحمل محوري متمركز (Axially loaded columns)

الأعمدة المحملة محورياً هي الأعمدة التي يعمل فيها الحمل في منتصف المقطع العرضي للعمود. يُعرف هذا أيضاً باسم العمود المحمل في المركز. مقاومة العمود المحوري المحمل ضد الالتواء أو الانبعاج تكون أكبر من العمود المحمل بحمل غير مركزي. كما هو مبين في الشكل أدناه.

نعتبر أن هناك قوة محورية في مركز العمود أي أنه لا يوجد إزاحة للقوى، وهي حالة نظرية وهذا النوع من الأعمدة يكون ناتج عن نهشم الخرسانة ووصولها إلى حالة الخضوع  $\epsilon = 003$

$$\phi P_n = \phi(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

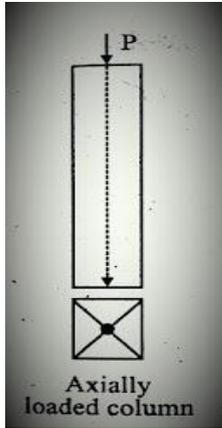
$\phi P_n$  = المقاومة التصميمية &  $A_{st}$  = مساحه الحديد. &  $A_g$  = مساحة الخرسانة مع الحديد.

$\phi$  = معامل خفض المقاومة والذي يؤخذ مساويا الي (0.65) للأعمدة المطوقة، (0.7) للأعمدة الحلزونية.

إن سبب كون معامل خفض المقاومة أقل من حالة الانحناء والقصر هو:

- ١- إن مقاومة العمود تعتمد بصورة كبيرة على مقاومة انضغاط الخرسانة  $f'_c$  بخلاف العتبات التي تعتمد فيها المقاومة على مقاومة الحديد (steel failure) الذي تكون السيطرة على إنتاجه في المصنع أفضل بكثير من حالة الخرسانة.
- ٢- احتمال حصول الانعزال (segregation) في خرسانة الأعمدة يكون بسبب الصب عمودياً.
- ٣- نتائج فشل الأعمدة وخاصة في الطوابق السفلى تكون أكثر خطورة من فشل العتبة المفردة.

وهناك خفض اخر لمقاومة الأعمدة المحملة محوريا وذلك لأخذ تأثير العزوم بعين الاعتبار. فحتى لو اظهر التحليل عدم وجود عزم فان العزوم تتولد بسبب خطأ في تحديد مراكز الأعمدة أو بسبب الأحمال الجانبية كأحمال الرياح أو تغيير موقع الحمل الحي. وحسب الكود فان المقاومة يتم خفضها حيث تضرب بالمقدار (0.8) للأعمدة المطوقة و (0.85) للأعمدة الحلزونية التسليح، فإن المقاومة التصميمية ( $\phi P_n max$ ) للأعمدة المحملة محورياً تكون مساوية لـ:



for tie columns  $\phi P_n = 0.8\phi(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$

for spiral columns  $\phi P_n = 0.85\phi(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$

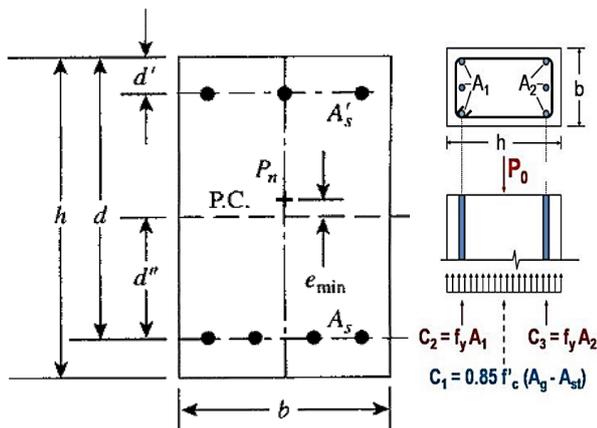
### ■ العمود المحمل بحمل غير متركز لمحور واحد Eccentrically loaded columns

إذا كان الحمل بعيداً عن النقطة الوسطى (المركز) للمقطع العرضي للعمود، فإن هذا العمود يُعرف باسم العمود المحمل بحمل غير مركزي. مقاومة العمود المحمل خارج مركزه ضد الانبعاج أقل بكثير من العمود المحمل بشكل مركز. إذا كان كلا النوعين من الأعمدة المحملة لهما نفس المقطع العرضي والمادة، فسيتم اعتبار العمود المحمل محورياً بأنه أقوى.

وينتج عنه عدة حالات:

#### - الأعمدة المعرضة لقوى محورية مع إزاحة صغيرة (Axial compression with small eccentricity)

في هذه الحالة يصمم العمود على أنه معرض لقوى محورية حيث أن المقطع كامل يكون معرض لقوى ضاغطة. أن هذه الإزاحة مسموحة في العمود ويعامل على أنه عضو معرض لحمل محوري مع ادخال تأثير اللامركزية الدنيا  $e_{min} = (15 + 0.03h)$  على شكل معامل تخفيض حيث يساوي  $\alpha = (0.8)$  للأعمدة المطوقة  $\alpha = (0.85)$  للأعمدة الحلزونية.



Case 2:  $P_n = 0.8 P_n$

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Where :

$P_0$  = maximum nominal strength for concentrically loaded short column

$f'_c$  = concrete strength

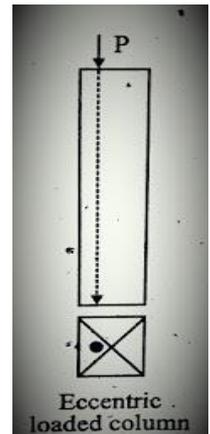
$A_g$  = gross area of section = b h

$A_{st}$  = total area of longitudinal reinforcement =  $A_1 + A_2$

$f_y$  = steel yield strength

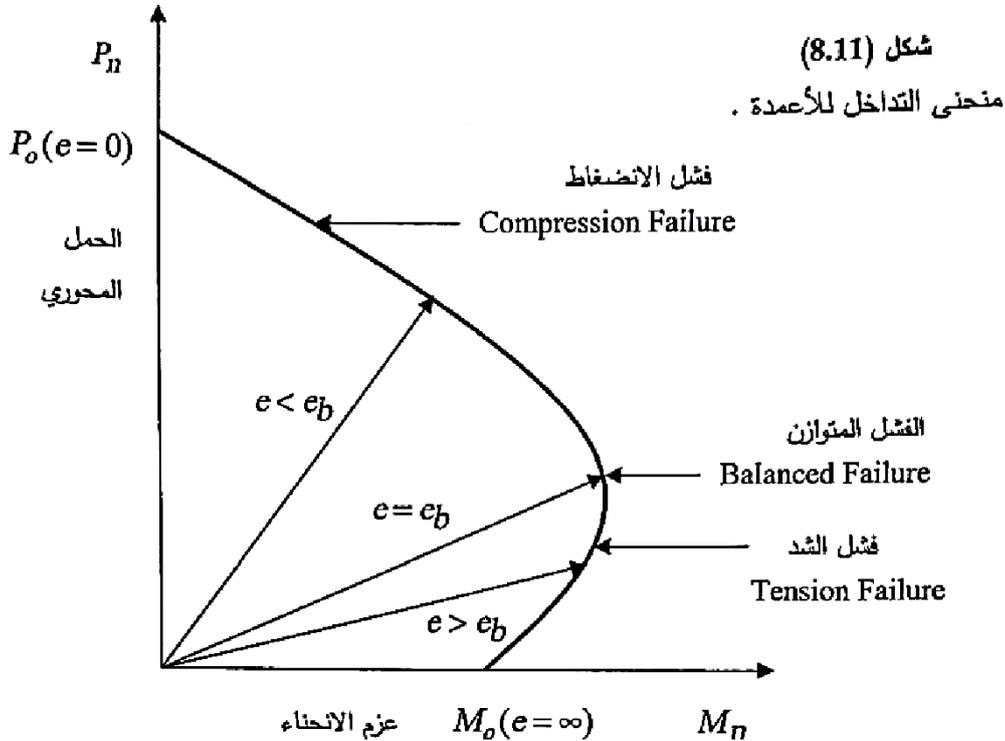
Note :

This equation is also in agreement with the rectangular stress block assumptions where the entire cross section is subject to a failure compressive strain of 0.003.



$$\phi P_n = \alpha \phi (0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

- الأعمدة المعرضة لقوى محورية مع إزاحة على إحدى المحاور  
 مسببه عزم حول المحور الأخر وفي هذه الحالة يحدث ثلاثة أنواع من الفشل ويعتمد ذلك على اللامركزية (e) كالتالي:  
 (فشل الشد - والفشل المتوازن - وفشل الانضغاط)



**الفشل المتوازن (Balance condition)**

الذي يحدث بوصول حديد الشد الى ( $f_y$ ) بنفس اللحظة التي تصل فيها الخرسانة الى الانفعال الاقصى (0.003) كما في الشكل التالي الذي يبين مخططات توزيع الانفعالات والاجهادات وفي هذه الحالة يؤخذ معامل التخفيض (0.65) للأعمدة المطوقة، (0.7) للأعمدة الحلزونية. كما في الشكل.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{f_y/E_s + 0.003}$$

$$c_b = \frac{600}{f_y + 600} d$$

**Force equilibrium requires :**

$$P_b = C_c + C_s - T$$

**Where :**

$$C_c = 0.85 f_c' a b = 0.85 f_c' \beta_1 c_b b$$

$$C_s = A_s' f_s'$$

$$T = A_s f_y$$

**Taking moments about the plastic centroid**

$$P_b e_b = C_c (d - a/2 - d'') + C_s (d - d' - d'') + T d''$$

**Both equations may be solved to obtain  $P_b$  and  $e_b$**

حيث يتم حساب الحمل المحوري الاسمي المتوازن ( $P_{nb}$ ) وعزم الاتزان الاسمي ( $M_{nb}$ ) ونسبه اللامركزية لفشل التوازن ( $e_b$ ) من المعادلات التاليه:

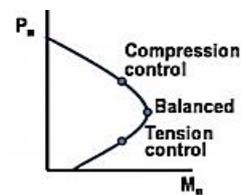
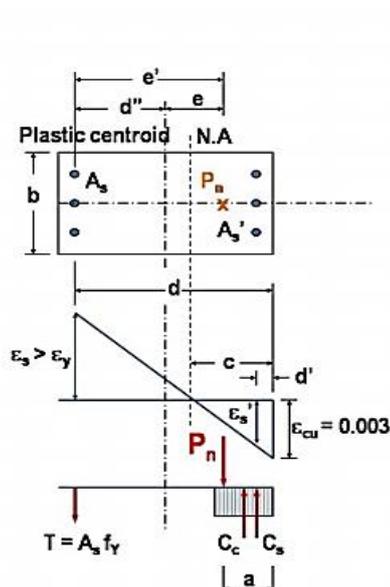
$$P_{nb} = C_c + C_s - T = 0.85 f'_c ab + A_s'(f'_s - 0.85 * f'_c) - A_s f_y$$

$$M_{nb} = C_c * \left(h - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) - T \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_b = \frac{P_{nb}}{M_{nb}}$$

### فشل الشد (Tension control)

يحدث عندما تكون  $e > e_b$  (أي يكون العزم اكبر من حاله التوازن) وبالتالي هذا الفشل يكون بوصول حديد التسليح الى الخضوع قبل وصول الخرسانة الى الانفعال الاقصى ومن ثم يحصل تقوس في العمود وزياده في بعد محور الخمول (c) الى ان تصل الخرسانة الى الانفعال الاقصى وتتهشم ويسمى الفشل عندئذ فشل الشد وفي هذه الحالة تكون قيمه c اقل من  $c_b$  اي ان  $P_{nb} > P_n$



Force equilibrium :

$$P_n = C_c + C_s - T$$

Where :

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 0.85 f'_c \beta_1 c b$$

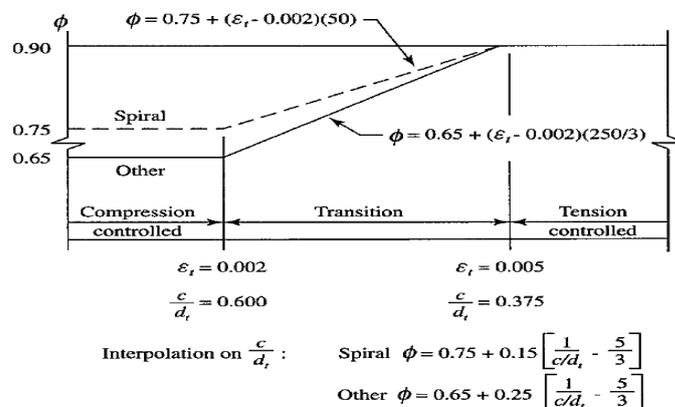
$$C_s = A_s' f'_s$$

$$T = A_s f_y$$

Taking moments about the plastic centroid

$$P_n e = C_c (d - a/2 - d') + C_s (d - d' - d') + T d'$$

وفي هذا النوع من الفشل يزداد معامل تخفيض المقاومة ( $\phi$ ) خطياً كما في الشكل التالي من (0.65) إلى (0.9) للأعمدة المطوقة ومن (0.7) إلى (0.9) للأعمدة الحلزونية.

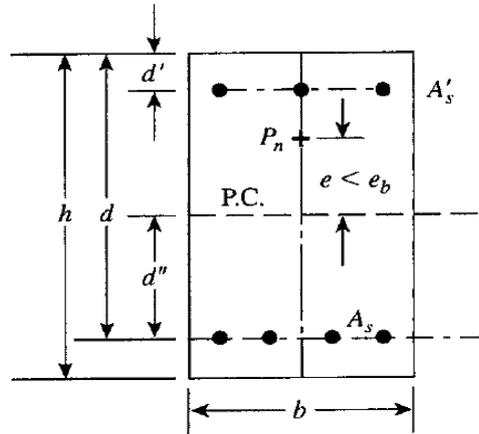


$$\phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) * \left(\frac{250}{3}\right) \quad \text{for ties.}$$

$$\phi = 0.75 + (\epsilon_t - 0.002) * \left(\frac{250}{3}\right) \quad \text{for spiral}$$

**فشل ضغط (Compression control)**

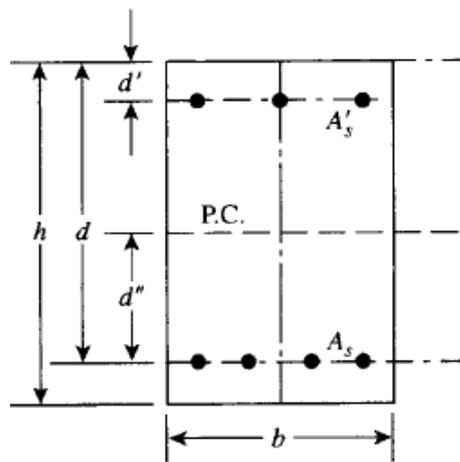
وبسبب ان  $e < e_b$  يحدث الفشل عند وصول الخرسانة الى الانفعال الأقصى  $\epsilon = (0.003)$  قبل وصول حديد الشد الى اجهاد الخضوع وبالتالي تتهشم الخرسانة وفي هذه الحالة يكون  $c > c_b$  , اي ان  $(P_{nb} < P_n)$  .



Case 3: Compression controls,  $P_n > P_b$

**الأعمدة ذات العزوم خالصة (Pure flexure)**

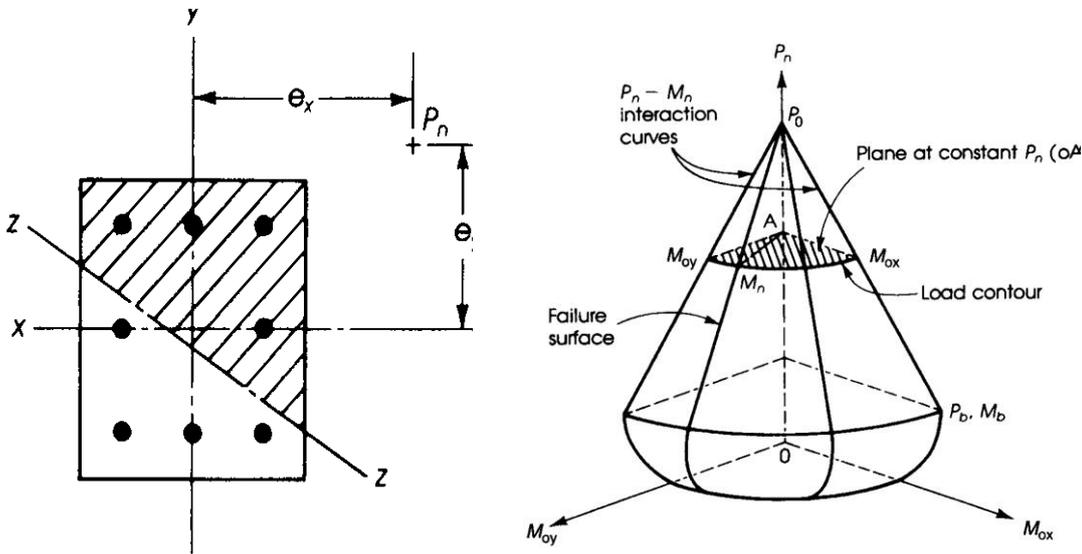
وفي هذه الحالة يكون مقطع العمود معرض لعزوم انحناء فقط. أي انه يتصرف كتصرف جسر وذلك عندما تكون  $pn = 0$  وتكون الامركزيه  $e = \infty$  يعامل في هذه الحالة كانه جسر .



Case 6: Pure moment,  $P_n = 0$

- الأعمدة المعرضة لحمل تحت تأثير قوة لامركزية على محورين (Biaxial Loading)

وهنا تكون القوة مطبقة على مقطع العمود بحيث لا تقع على أي من المحورين مسببة لامركزية في الاتجاهين كما في الشكل (أ) وبالتالي عزم في الاتجاهين  $(M_y, M_x)$  وفي حاله ظهر عزم حول المحورين يتكون سطح فشل وليس منحني فشل كما في الشكل (ب) لان هناك ثلاثة متغيرات وهي  $(P_u)$ ، والعزم حول المحور  $x$  والذي يرمز له بالرمز  $(M_{nx})$  والعزم حول المحور  $(Y)$  والذي يرمز له بالرمز  $(M_{ny})$  وتم استخدام طريقة حمل بريسلر المتبادلة التي تستخدم لتصميم الأعمدة من نوع (Biaxial Loading).



طريقة حمل بريسلر المتبادلة (Bresler Reciprocal Load Method)

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

حيث:

$\phi P_n$ : هي قدرة تحمل العمود تحت تأثير العزمين.

$\phi P_{nx}$ : هي قدرة تحمل العمود تحت تأثير القوة المؤثرة على  $(e_y)$  حيث  $e_x = 0$ .

$\phi P_{ny}$ : هي قدرة تحمل العمود تحت تأثير القوة المؤثرة على  $(e_x)$  حيث  $e_y = 0$ .

$\phi P_{no}$ : هي قدرة تحمل العمود المحمل محورياً حيث  $(e_x = 0, e_y = 0)$ .

ويكون تصميم الأعمدة باستخدام معادله بريسلر حسب الخطوات التالية:

- نحدد  $(M_{uy}, M_{ux}, P_u)$  من تحليل المنشاء.
- نوجد  $e_x, e_y$  من المعادلات  $e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$  ,  $e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$ .
- بناءً على ابعاد العمود المبدئية التي تم تقديرها قبل التحليل نفرض حديد تسليح مناسب في حدود النسب المسموحة لا دنى تسليح واقصى تسليح.
- يتم حساب  $(\phi P_{nx}), (\phi P_{ny})$  كلا حسب نوع الفشل سواء ضغط او شد كما ذكر سابقاً، وكذلك حساب  $(\phi P_{no})$ .
- نعوض في معادلة بريسلر للحصول على قدرة تحمل العمود تحت تأثير العزمين  $(\phi P_n)$ .
- نقارن بين القوه المحورية المسلطة على العمود  $(P_u)$  (النتيجة من التحليل)، ومقاومه العمود الناتجة من معادله بريسلر فإذا كانت  $\phi P_n \geq P_u$  فالمحاولة صحيحة، والا يتم اعاده المحاولة وذلك بتغيير ابعاد العمود او حديد التسليح حتى يتم الحصول قدره تحمل اكبر من القوه المسلطة على العمود.

ملاحظة: هذه المعادلة تعطي نتائج جيدة عندما  $(P_u \leq 0.1P_{uo})$  امافي حال لم يتحقق الشرط اي ان العزم هو المتحكم فان التصميم يكون حسب علاقة اخرى وهي كالتالي:

$$\frac{M_{nx}}{M_x} + \frac{M_{ny}}{M_y} \leq 1$$

$M_{ux}$  : هو العزم التصميمي حول المحور (X).

$M_{uy}$  : هو العزم التصميمي حول المحور (Y).

$M_x$  : هي قدرة التحمل للعزم حول المحور (X).

$M_y$  : هي قدرة التحمل للعزم حول المحور (Y).

### الأعمدة النحيفة وتأثير الـ $(p\delta)$

لا بد من تحديد نوع العمود (قصير أو طويل) لإدخال تأثير النحافة في حالة كان العمود طويلاً، عندما يتعرض العمود الى قوه ضغط محورية تحدث له ازاحة جانبية مقدارها  $(\Delta)$  نتيجة الانبعاج مما يسبب زيادة في قيمة العزم بمقدار  $(p\delta)$  لا يمكن إهماله، لأن تأثيره كبير ويظهر كما هو موضح بالشكل التالي، وقد اشترط الكود المستخدم هنا استخدام معامل تكبير للعزم  $(\delta)$ . هذا المعامل يختلف طريقة حسابه فيما إذا كان العمود ضمن إطار مقاوم للانزياح الجانبي أم لا، وهذا ما قمنا بالتحقق منه وفق الكود (6.6.4.4) (ACI 318 – 14 sec) وذلك وفق العلاقة التالية التي إن تحققت فإنه مقاوم للانزياح الجانبي (Braced).

$$Q = \frac{\Sigma Pu * \Delta o}{Vus * lc} \leq 0.05$$

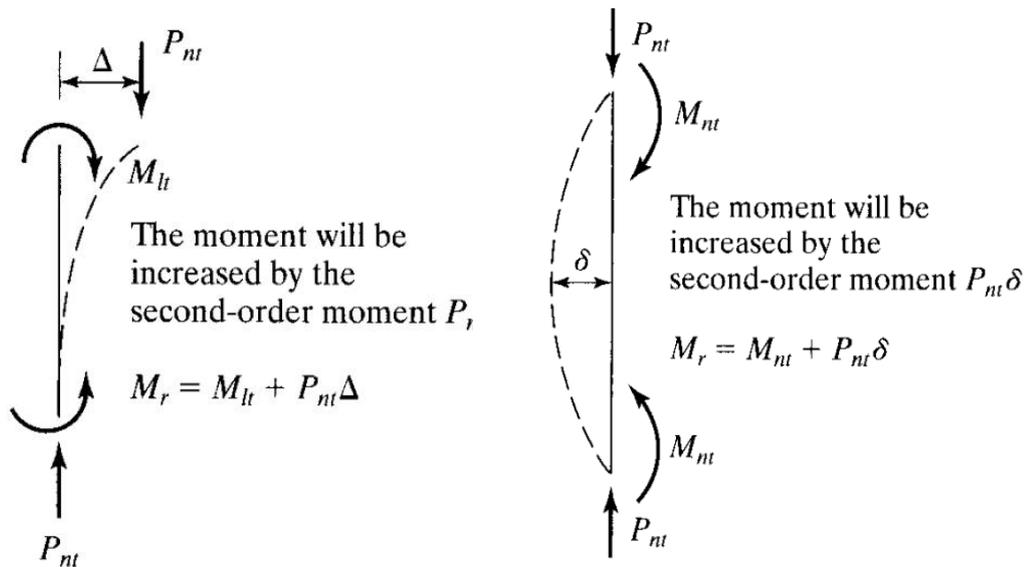
حيث:

$(\Sigma Pu)$ : الحمل الرأسي المصعد الكلي للدور.

$(Vus)$ : الحمل الجانبي الكلي المصعد للدور.

$(\Delta o)$ : الإزاحة النسبية بين أعلى وأوطى نقطة في الدور، وعادة تؤخذ الأقصى.

$(lc)$ : الطول الصافي.



ولقد تم التأكد من ذلك كما في الجداول المدرجة في الصفحات التالية.

نلاحظ من جميع القيم السابقة ان جميع الأعمدة لا تسمح بالازاحات الجانبية (Braced) وبالتالي فإنه وبحسب الكود (ACI 318) (6.2.4) 14 sec يتم التحقق من نحافة العمود وفق العلاقة التالية والموجودة في البند (6.2.5. a) (ACI 318 – 14 sec)

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - \frac{12M1}{M2}$$

حيث أن:

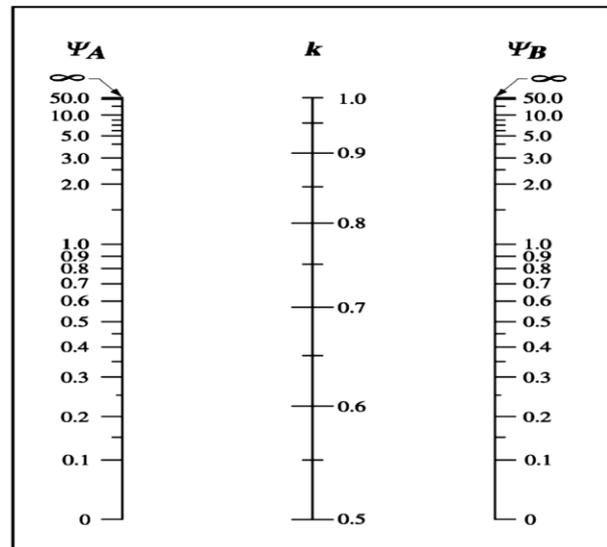
M1: أقل عزم معرض له العمود في احد الاطراف.

M2: أكبر عزم معرض له العمود في احد الاطراف. تأخذ القيمة (M1/M2) موجبة اذا كان العمود معرض لانحناء احادي (single curvature) وتكون سالبة اذا كان معرض لانحناء مزدوج (Double curvature).

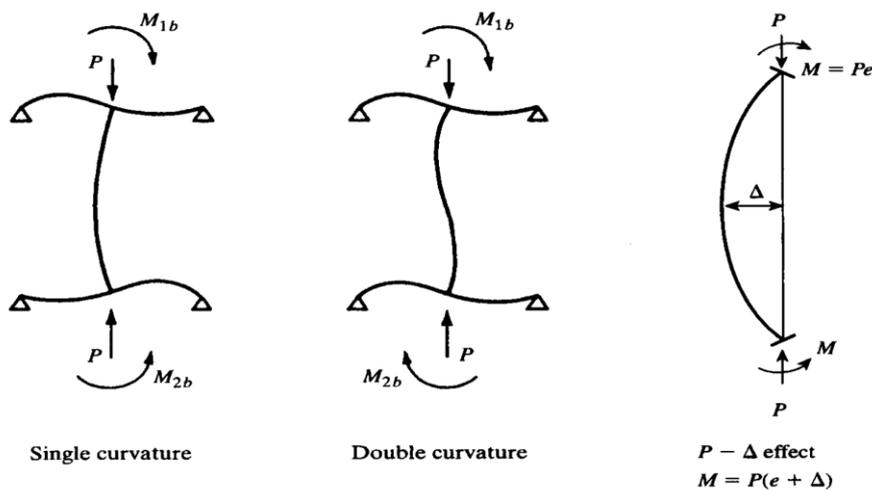
Lu: هو الطول غير المدعوم (unsupported length) حيث يأخذ المسافة الصافية بين الجسر والبلاطة و في حالة وجود تاج (column capital) تأخذ المسافة من اسفل التاج.

K: معامل الطول المكافئ يعتمد على الجساءة النسبية بين الأعمدة والجسور المتصلة أعلى وأسفل العمود ويعطي الكود تسهيل لإمكانية أخذ قيمتها تساوي (1) حيث وأن ذلك في صالح الأمان في هذه الحالة (Braced) ويمكن إيجاد قيمتها من مونوغراف للحالة هذه وذلك بعد حساب العلاقة كما هو موضح الشكل.

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{lc} \text{ columns}}{\sum \frac{EI}{lc} \text{ beams}}$$



حيث،  $M2 > M1$  وتكون النسبة  $(\frac{M2}{M1})$  قيمة موجبة في حالة كانت العزوم تؤدي الى انحناء مفرد (Single Curvature) كما هو موضح في الحالة (a) وتكون قيمة سالبة، في حالة الانحناء في الاتجاهين (Double Curvature) كما هو في الشكل التالي:



وتكون قيمة العزم التصميمي في هذه الحالة هي  $M_c = \delta * M2$

ويتم حساب معامل التكبير ( $\delta$ ) وفق البند (6.6.4.6.2) (ACI 318 - 14sec) وذلك من خلال العلاقات التالية:

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 * pc}} \geq 1 \quad , \quad pc = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad , \quad EI = 0.25 E_c * I_g \quad , \quad Cm = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M1}{M2} \right) \geq 1$$

### تصميم الأعمدة

A rectangular column C66 Story1 with (C80\* 80 (24@25))

(and has the (following critical loads):

$$P_u = 8006.25 \text{ KN}$$

$$M_{uz} = 248.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 312.43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 120.33 \text{ KN}$$

Material used has ( $f_c = 30 \text{ Mpa}$ ,  $F_y = 420 \text{ Mpa}$ )

Solution:

- **Check Axial or beam-column action**

$$e_y = \frac{M_z}{P_u} \Rightarrow \frac{242.46}{8006.53} * 1000 = 31 \text{ mm}$$

$$\text{and } e_{min} = 0.03 * h + 15 = 0.03 * 800 + 15 = 39 \text{ mm} > e_y$$

$$e_z = \frac{M_y}{P_u} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.02 \text{ mm}$$

$$\text{and } e_{min} = 0.03 * h + 15 = 0.03 * 800 + 15 = 39 \text{ mm} < e_z$$

So it is not Axial Column

$$0.1 * f_c' * A_g = \frac{(0.1 * 30 * 800 * 800)}{1000} = 1920 \text{ KN}$$

$P_u = 8006.53 \text{ KN} > 1920 \text{ KN}$  (limit), the member must be designed as a beam column with the effect of axial load included.

- **Check slenderness**

The frame is braced; this is based on previous calculation mentioned before for every story in the building, so:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - \frac{12 M_1}{M_2} \quad \text{where } M_2 \text{ is greater than } M_1$$

Using  $K = 1$ , (as recommended to be safe)

$$l_u = 3.3 - 0.7 = 2.6 \text{ m}$$

$$r = 0.3 * h = 0.3 * 0.8 = 0.24 \text{ m}, \text{ applying in the equation:}$$

$$\text{So: } \frac{k l_u}{r} = \frac{1 * 2.6}{0.24} = 10.83 \text{ m}$$

$$\text{Limit: } 34 - \frac{12 * 248.46}{312.43} = 24.45$$

We see that:  $10.83 < 24.45$ , and therefore the column is short and slenderness ratio can be neglected.

- **Calculate (eb) to know if tension controls or compression controls**

Assume  $A_s = 24 \phi 25 = 11780.97 \text{ mm}^2$ .

$$\rho_{min} = 0.01 < \rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{11780.97}{800 * 800} = 0.0184 < \rho_{max} = 0.06 \quad \dots \dots \text{OK}$$

For  $M_{uz} = 248.46 \text{ KN.m}$

$$e_y = \frac{M_z}{P_u} \Rightarrow \frac{242.46}{8006.53} * 1000 = 31 \text{ mm}$$

For  $M_{uy} = 338 \text{ KN.m}$

$$e_z = \frac{My}{pu} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.02 \text{ mm}$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h = 15 + 0.03 * 800 = 39 \text{ mm}$$

since  $e_{\min} > e_y$  ,  $e_{\min} < e_z$  The column is uniaxially loaded and in one way(My).

And Muz will be neglected.

312

FOR  $M_{uy} = .43 \text{ KN.m}$

$$b = 800 \text{ mm}, \quad h = 800 \text{ mm}, \quad d' = 40 + 12 + (25/2) = 64.5 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 64.5 = 735.5 \text{ mm}, \quad d'' = (800/2) - 64.5 = 335.5 \text{ mm}$$

$$\text{assume } A_s = A_s' = 7\emptyset 25 = 3436.117 \text{ mm}^2$$

$$e_y = \frac{My}{pu} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.235 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600*d}{600 + F_y} = \frac{600*735.5}{600 + 420} = 432.65 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.8$$

$$a_b = \beta * c_b = 0.8 * 432.65 = 346.12 \text{ mm}$$

$$\text{Check: } f_s' = 600 * \frac{(c-d')}{c} = 600 * \frac{(432.65-64.5)}{432.65} = 510.552 \text{ mpa} > F_y$$

$$f_s' > F_y, \quad \text{so use } f_s' = 420 \text{ Mpa}$$

$$P_b = 0.85 * F_c' * a_b * b + A_s'(F_y - 0.85 * F_c') - A_s * F_y$$

$$P_b = (0.85 * 30 * 346.12 * 800 + 3436.1(420 - 0.85 * 30) - 3436.117 * 420) * 10^{-3} = 6973.22 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \left( d - \left( \frac{a_b}{2} \right) - d'' \right) + C_s(d - d' - d'') + T * d''$$

$$M_b = 0.85 * 30 * 346.12 * 800 \left( 735.5 - \left( \frac{346.12}{2} \right) - 335.5 \right) + (3436.117(420 - 0.85 * 30)) * (735.5 - 64.5 - 335.5) + 3436.117 * 420 * 335.5 = 2541.35 \text{ kN.m}$$

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{2541.35}{6973.22} * 1000 = 364.4 \text{ mm} > e = 39.02 \text{ mm}$$

So, Compression Controls.

Assume  $f_s' = f_y$

We can use the second-degree equation found in

(Structural Concrete, M.Nadim Hassoun) as follow:

$$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0, \text{ where:}$$

$$A = \frac{0.85 * f_c * b}{2} = \frac{0.85 * 30 * 800}{2} = 10200$$

$$B = 0.85 f_c' b \left( e - \frac{h}{2} \right) = 0.85 * 30 * 800 * \left( 39.02 - \frac{800}{2} \right) = -7363992$$

$$C = A_s' * (f_y - 0.85 * f_c) * \left( e + \frac{h}{2} \right) - d + 600 * A_s * \left( e + \frac{h}{2} \right) - d'$$

$$C = 3436.117 * (420 - 0.85 * 30) * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 735.5 \right) + 600 * 3436.117 * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 64.5 \right) = 370243805.9$$

$$D = -600 * A_s * \left( e + \frac{h}{2} \right) - d' * B * d$$

$$D = -600 * 3436.117 * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 64.5 \right) * 0.8 * 735.5 = -4.54 * 10^{11}$$

Applying in the equation:

$$10200 a^3 - 7363992a^2 + 370243805.9a + (-4.54 * 10^{11}) = 0$$

Solving the equation, we find that:  $a = 788.92 \text{ mm}$

$$c = a/0.8 = 788.92/0.85 = 986.15 \text{ mm}$$

Check:

$$As : fs = 600 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 600 * \frac{(735.5-986.15)}{986.15} = -152.5 \text{ mpa} \quad \text{so use fs.}$$

This is not reasonable value, but it means that steel here does not work as tension, but it works as compression .

$$As': fs' = 600 * \frac{(c - d')}{c} = 600 * \frac{986.15 - 64.5}{986.15} = 560.75 \text{ MPa}$$

Note that  $fs' > fy$  ,so use  $fs' = fy = 420 \text{ Mpa}$  as assumed,

$$\text{NOW, } Pn = Cc + Cs - T$$

$$Cc = 0.85 * fc * a * b = 0.85 * 30 * 788.92 * 800 = 16093.96 \text{ KN}$$

$$Cs = As' * (fy - 0.85 * fc') = 3436.117 * (420 - 0.85 * 30) = 1355.5 \text{ KN}$$

$$T = As * fs = 3436.117 * 39.02 = -134.077 \text{ KN}$$

$$Pny = 16093.96 + 1355.5 - (-134.077) = 17583.53 \text{ KN} .$$

$$Mny = e * Pny = 39.02 * 17583.53 = 686.12 \text{ KN.m} .$$

Calculating  $\emptyset$  :-

For compression controls:

$$\emptyset = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \left(\frac{250}{3}\right) \leq 0.9 \geq 0.65$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \frac{(d - c)}{c} = 0.003 * \frac{(735.5 - 986.15)}{986.15} = -0.000762$$

$$\emptyset = 0.65 + (-0.000762 - 0.002) \left(\frac{250}{3}\right) = 0.41 < 0.65 \quad \text{use } \emptyset = 0.65$$

$$\text{So ; } \emptyset Pny = 0.65 * 17583.53 = 11429.29 \text{ KN} > Pu \quad \dots \text{ OK}$$

$$\text{Safety factor} = \frac{11429.29}{10041} = 1.42 \dots \text{ Good}$$

4-Design the confinement reinforcement:

length  $l_o$ :

$$l_o \geq \frac{hn}{6} = \frac{(3300-700)}{6} = 433.33 \text{ mm} ,$$

$$l_o \geq h, b = 800 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

Therefore,  $l_o = 800 \text{ mm}$

Spacing  $S_o$  along length  $l_o$  :

$$S_o \text{ for } fy = 420 \text{ MP} \quad S_o \leq 6 db = 6 * 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_o \leq \frac{b}{4}, \frac{h}{4} = \frac{800}{4}, \frac{800}{4} = 200 \text{ mm}$$

$$S_o \leq s_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350 - 200}{3}\right) = 150 \text{ mm}$$

$$S_o \geq 100 \text{ mm}$$

$$S_o = 110 \text{ mm} , \quad \text{and} \quad , S_o/2 = 55 \text{ mm}$$

Spacing  $S_1$  along Mid length of column :

$$S_1 \leq 6 db = 6 * 25 = 150 \text{ m}$$

and

$$S_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$S_1 = 110 \text{ mm}$$

Check  $P_u < 0.3 f'_c A_g \rightarrow 8006.53 < 0.3 * 30 * 800 * 800 = 57600 \text{ KN}$  so

Maximum spacing of shear reinforcement:

$$b_c = h - 2 * \text{cover} = 800 - 2 * 40 = 720 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \text{grater of: } \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3 \left( \frac{800 * 800}{720 * 720} - 1 \right) * 720 * \frac{30}{420} = 3.61 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.09 b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * 720 * \frac{30}{420} = 4.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.2 * k_n * k_f * \frac{p_u}{f_{yt} * A_{ch}} * b_c = 0.2 * 1.11 * 1 * \frac{8006.53 * 10^3 * 720}{420 * 720 * 720} = 5.87 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{14}{14 - 2} = 1.071 \\ k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{31}{175} + 0.77 = 0.8 \text{ use } k_f = 1 \end{array} \right.$$

$$\text{So } \frac{A_{sh}}{s} = 12.2 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \rightarrow A_{sh} = 5.87 * s = 5.87 * 110 = 645.7 \text{ mm}^2$$

**use 6 brunch Ø12 hoop @ 11 cm along  $l_o$**

$$l_d = \text{grater of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{300 \text{ mm}}{420 * 1 * 1 * 1} \\ \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{420 * 1 * 1 * 1}{2.1 * 1 * \sqrt{30}} * 22 = 803.32 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- In direction  $h_1=1000\text{mm}$   $4A_b > 0.0015h_1 \times s$

$$0.0015 * 1200 * 110 = 198 \text{ mm}^2$$

$$4A_b = 12 * 113.14 = 1357.68 \text{ mm}^2 > 198 \quad \dots \text{OK}$$

- In direction  $h_2= 700\text{mm}$   $2A_b > 0.0015h_2 \times s$

$$0.0015 * 500 * 110 = 82.5 \text{ mm}^2$$

$$2A_b = 5 * 113.14 = 565.5 \text{ mm}^2 > 82.5 \quad \dots \text{OK}$$

(10.7.5.2.1)

Lab splice =  $0.83 * 803.32 = 666.7 \text{ mm}$  use  $L = 0.66 \text{ m}$

$$\text{For } \varnothing 18 \quad l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{5.4 * \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 * 22}{5.4 * \lambda \sqrt{30}} = 312.4 \text{ mm} = 0.32 \text{ m}$$

minimum inside bend diameter is:  $6 d_b = 6 * 22 = 132 \text{ mm}$ .

$$l_{dh} = 0.32 + 0.132 = 0.452 \text{ m}$$

$$\text{use } l_{dh} = 45.2 \text{ cm}$$

$$\text{and } t_{ext} = 12 * 22 = 264 \text{ mm}.$$

Type of Hook used:

$$\text{For seismic } \theta = 135^\circ \quad \text{and } l_{ext} = \text{grater of } \left\{ \begin{array}{l} 6d_b = 6 * 12 = 72 \text{ mm} \\ 75 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**$l_d$  : into footing or mat  $\geq 300 \text{ mm}$  .**

input data											check reinforcement						column case	
b (mm)	h (mm)	L (mm)	Pu (kN)	Mu(b) (kNm)	Mu(h) (kNm)	Vu(b) (kN)	Vu(h) (kN)	Ø bar (mm)	Øst (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars NO	check S along h	check S along b	p used	check p		check slenderness
1	800	800	3600	8006.53	248.46	312.43	120.33	167.34	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
2	800	800	3600	435.93	90.94	75.16	29.48	36.82	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column beam
3	800	800	3600	6530.87	149.68	255.43	76.61	6.73	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
4	800	800	3600	8000.39	199.59	334.8	104.65	178.72	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
5	800	800	3600	8006.53	248.46	312.43	120.33	167.34	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
6	800	800	3600	6524.73	157.7	240.18	60.93	4.65	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
7	800	800	3300	8676	185.65	183.91	78.72	89.88	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
8	800	800	3300	450.84	130.62	53.25	32.22	18.1	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column beam
9	800	800	3300	7217.47	115.23	142.59	36.31	17.03	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
0	800	800	3300	8591.72	94.17	213.64	56.23	101.47	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
1	800	800	3300	8676	185.65	183.91	78.72	89.88	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
2	800	800	3300	7133.19	131.82	131.76	13.82	5.45	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
3	800	800	3300	7348.66	230.92	330.77	121.37	187.96	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
4	800	800	3300	412.19	98.87	91.44	40.23	49.15	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column beam
5	800	800	3300	5963.23	153.51	310.68	61.96	42.17	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
6	800	800	3300	7338.86	177.38	357.59	99.7	202.38	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
7	800	800	3300	7348.66	230.92	330.77	121.37	187.96	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
8	800	800	3300	5953.43	173.75	289.9	40.29	27.75	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
9	800	800	3300	6695.52	235.84	359.64	128.88	208.77	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
0	800	800	3300	382.41	96.35	101.59	44.54	57.35	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column beam
1	800	800	3300	5419.75	163.94	354.54	63.16	57.82	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial
2	800	800	3300	6682.07	183.27	389.05	104.68	225.17	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column axial

	check slenderness	column case	design case check				shear design	
			safety factor for (b)	safety factor for (h)	overall section safety factor	check section	s (used)	check sec
8								
9								
10								
11	short column	axial			1.254	ok	200	ok
12	short column	beam	6.773	8.195	3.708	ok	200	ok
13	short column	axial			1.538	ok	200	ok
14	short column	axial			1.255	ok	200	ok
15	short column	axial			1.254	ok	200	ok
16	short column	axial			1.539	ok	200	ok
17	short column	axial			1.157	ok	200	ok
18	short column	beam	4.715	11.568	3.35	ok	200	ok
19	short column	axial			1.391	ok	200	ok
20	short column	axial			1.169	ok	200	ok
21	short column	axial			1.157	ok	200	ok
22	short column	axial			1.408	ok	200	ok
23	short column	axial			1.366	ok	200	ok
24	short column	beam	6.23	6.736	3.236	ok	200	ok
25	short column	axial			1.684	ok	200	ok
26	short column	axial			1.368	ok	200	ok
27	short column	axial			1.366	ok	200	ok
28	short column	axial			1.687	ok	200	ok
29	short column	axial			1.5	ok	200	ok
30	short column	beam	6.393	6.063	3.112	ok	200	ok
31	short column	axial			1.853	ok	200	ok
32	short column	axial			1.503	ok	200	ok

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
3	800	800	3300	6695.52	235.84	359.64	128.88	208.77	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
4	800	800	3300	5406.29	193.42	329.81	38.95	41.22	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
5	800	800	3300	6049.81	233.36	373.17	131.78	220.32	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
6	800	800	3300	348.71	94.3	106.89	47.36	62.11	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	beam
7	800	800	3300	4895.24	169.49	382.38	61.99	68.44	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
8	800	800	3300	6032.96	181.27	404.66	105.72	238.32	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
9	800	800	3300	6049.81	233.36	373.17	131.78	220.32	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
0	800	800	3300	4878.39	205.71	354.49	35.92	50.45	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0119	ok	short column	axial
1	800	800	3300	5412	231.61	380.71	133.57	227.14	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	axial
2	800	800	3300	312.58	91.21	109	48.42	64.48	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
3	800	800	3300	4384.74	173.17	399.9	62.32	73.89	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
4	800	800	3300	5392.22	180.55	413.57	106.57	246.3	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	axial
5	800	800	3300	5412	231.61	380.71	133.57	227.14	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	axial
6	800	800	3300	4364.97	213.7	369.54	35.31	54.72	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
7	800	800	3300	4782.16	229.4	383.1	134.45	230.25	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
8	800	800	3300	274.99	88.1	109.06	48.71	65.27	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
9	800	800	3300	3884.77	175.53	409.57	62.88	75.85	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
0	800	800	3300	4760.1	179.39	416.57	106.91	250.13	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
1	800	800	3300	4782.16	229.4	383.1	134.45	230.25	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
2	800	800	3300	3862.7	218.9	377.46	35.34	55.97	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
3	800	800	3300	4159.98	225.87	381.97	133.24	230.7	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
4	800	800	3300	236.63	83.96	107.84	47.3	65.02	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
5	800	800	3300	3392.56	174.71	413.16	63.78	75.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
6	800	800	3300	4136.39	177.57	415.3	106.1	250.84	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
7	800	800	3300	4159.98	225.87	381.97	133.24	230.7	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
8	800	800	3300	3368.97	218.47	380.07	36.63	55.17	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column

	U	V	W	X	Y	Z	AA
33	axial			1.5	ok	200	ok
34	axial			1.858	ok	200	ok
35	axial			1.66	ok	200	ok
36	beam	6.532	5.762	3.061	ok	200	ok
37	axial			2.051	ok	200	ok
38	axial			1.665	ok	200	ok
39	axial			1.66	ok	200	ok
40	axial			2.059	ok	200	ok
41	axial			1.939	ok	200	ok
42	beam	8.617	7.211	3.925	ok	200	ok
43	beam-column		2.165	2.165	ok	200	ok
44	axial			1.947	ok	200	ok
45	axial			1.939	ok	200	ok
46	beam-column		2.215	2.215	ok	200	ok
47	beam-column		2.048	2.048	ok	200	ok
48	beam	8.921	7.207	3.986	ok	200	ok
49	beam-column		2.347	2.347	ok	200	ok
50	beam-column		2.015	2.015	ok	200	ok
51	beam-column		2.396	2.396	ok	200	ok
52	beam-column		2.413	2.413	ok	200	ok
53	beam-column		-0.472	-0.472	not ok	200	ok
54	beam	9.361	7.288	4.098	ok	200	ok
55	beam-column		2.563	2.563	ok	200	ok
56	beam-column		2.236	2.236	ok	200	ok
57	beam-column		2.278	2.278	ok	200	ok
58	beam-column		2.65	2.65	ok	200	ok

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
9	800	800	3300	3544.81	226.72	379.11	137.9	230.42	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
0	800	800	3300	197.87	83.12	105.9	50.25	64.32	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
1	800	800	3300	2906.17	182.51	415.14	64.33	72.54	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
2	800	800	3300	3520.53	178.52	411.6	108.9	250.35	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
3	800	800	3300	3544.81	226.72	379.11	137.9	230.42	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
4	800	800	3300	2881.89	231.87	381.9	35.32	52.61	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
5	800	800	3300	2936.8	205.95	368.23	114.18	221.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
6	800	800	3300	159.67	65.82	102.02	31.53	61.75	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
7	800	800	3300	2422.59	149.64	396.9	67.12	68.92	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
8	800	800	3300	2912.7	166.85	399.3	95.13	241.13	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
9	800	800	3300	2936.8	205.95	368.23	114.18	221.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
0	800	800	3300	2398.49	175.87	364.56	48.07	49.69	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
1	800	800	3300	2353.56	167.95	350.7	111.86	216.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
2	800	800	3300	130.55	35.76	96.23	29.64	59.65	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
3	800	800	3300	1906.67	165.83	396.68	67.42	63.26	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
4	800	800	3300	2337.94	146.31	379.8	93.79	235.2	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
5	800	800	3300	2353.56	167.95	350.7	111.86	216.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
6	800	800	3300	1891.06	205.14	365.41	49.36	44.96	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
7	800	800	3300	1758.1	221.4	356.55	136.47	219.82	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
8	800	800	3300	93.86	72.27	94.57	45.26	58.58	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
9	800	800	3300	1425.48	183.34	399.18	70.08	54.14	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
0	800	800	3300	1744.52	178.42	384.21	109.47	237.34	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
1	800	800	3300	1758.1	221.4	356.55	136.47	219.82	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
2	800	800	3300	1411.91	229.86	369.03	43.08	36.62	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
3	800	800	3300	1167.9	190.02	329.65	111.99	196.17	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
4	800	800	3300	58.81	54.07	86.51	35.33	52.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam

	I	U	V	VV	^	I	L	^
59	short column	beam-column		2.561	2.561	ok	200	ok
60	short column	beam	9.456	7.422	4.158	ok	200	ok
61	short column	beam-column		2.812	2.812	ok	200	ok
62	short column	beam-column		2.505	2.505	ok	200	ok
63	short column	beam-column		1.798	1.798	ok	200	ok
64	short column	beam-column	3.395	2.924	3.186	ok	200	ok
65	short column	beam-column		2.93	2.93	ok	200	ok
66	short column	beam	11.941	7.704	4.683	ok	200	ok
67	short column	beam-column		3.168	3.168	ok	200	ok
68	short column	beam-column		2.854	2.854	ok	200	ok
69	short column	beam-column		2.93	2.93	ok	200	ok
70	short column	beam-column		3.315	3.315	ok	200	ok
71	short column	beam-column		3.409	3.409	ok	200	ok
72	short column	beam	21.979	8.167	5.954	ok	200	ok
73	short column	beam	4.739	1.981	1.397	ok	200	ok
74	short column	beam-column		3.296	3.296	ok	200	ok
75	short column	beam-column		3.409	3.409	ok	200	ok
76	short column	beam	3.831	2.151	1.377	ok	200	ok
77	short column	beam	3.55	2.204	1.359	ok	200	ok
78	short column	beam	10.875	8.311	4.711	ok	200	ok
79	short column	beam	4.287	1.969	1.349	ok	200	ok
80	short column	beam	4.405	2.045	1.397	ok	200	ok
81	short column	beam	3.55	2.204	1.359	ok	200	ok
82	short column	beam	3.419	2.129	1.312	ok	200	ok
83	short column	beam	4.136	2.384	1.512	ok	200	ok
84	short column	beam	14.536	9.085	5.591	ok	200	ok

	G	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
9	800	800	3300	3544.81	226.72	379.11	137.9	230.42	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
0	800	800	3300	197.87	83.12	105.9	50.25	64.32	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
1	800	800	3300	2906.17	182.51	415.14	64.33	72.54	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
2	800	800	3300	3520.53	178.52	411.6	108.9	250.35	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
3	800	800	3300	3544.81	226.72	379.11	137.9	230.42	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
4	800	800	3300	2881.89	231.87	381.9	35.32	52.61	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
5	800	800	3300	2936.8	205.95	368.23	114.18	221.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
6	800	800	3300	159.67	65.82	102.02	31.53	61.75	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
7	800	800	3300	2422.59	149.64	396.9	67.12	68.92	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
8	800	800	3300	2912.7	166.85	399.3	95.13	241.13	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
9	800	800	3300	2936.8	205.95	368.23	114.18	221.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
0	800	800	3300	2398.49	175.87	364.56	48.07	49.69	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
1	800	800	3300	2353.56	167.95	350.7	111.86	216.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
2	800	800	3300	130.55	35.76	96.23	29.64	59.65	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
3	800	800	3300	1906.67	165.83	396.68	67.42	63.26	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
4	800	800	3300	2337.94	146.31	379.8	93.79	235.2	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
5	800	800	3300	2353.56	167.95	350.7	111.86	216.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam-column
6	800	800	3300	1891.06	205.14	365.41	49.36	44.96	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
7	800	800	3300	1758.1	221.4	356.55	136.47	219.82	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
8	800	800	3300	93.86	72.27	94.57	45.26	58.58	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
9	800	800	3300	1425.48	183.34	399.18	70.08	54.14	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
0	800	800	3300	1744.52	178.42	384.21	109.47	237.34	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
1	800	800	3300	1758.1	221.4	356.55	136.47	219.82	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
2	800	800	3300	1411.91	229.86	369.03	43.08	36.62	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
3	800	800	3300	1167.9	190.02	329.65	111.99	196.17	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam
4	800	800	3300	58.81	54.07	86.51	35.33	52.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0153	ok	short column	beam

	I	U	V	VV	^	I	Z	∩
59	short column	beam-column		2.561	2.561	ok	200	ok
60	short column	beam	9.456	7.422	4.158	ok	200	ok
61	short column	beam-column		2.812	2.812	ok	200	ok
62	short column	beam-column		2.505	2.505	ok	200	ok
63	short column	beam-column		1.798	1.798	ok	200	ok
64	short column	beam-column	3.395	2.924	3.186	ok	200	ok
65	short column	beam-column		2.93	2.93	ok	200	ok
66	short column	beam	11.941	7.704	4.683	ok	200	ok
67	short column	beam-column		3.168	3.168	ok	200	ok
68	short column	beam-column		2.854	2.854	ok	200	ok
69	short column	beam-column		2.93	2.93	ok	200	ok
70	short column	beam-column		3.315	3.315	ok	200	ok
71	short column	beam-column		3.409	3.409	ok	200	ok
72	short column	beam	21.979	8.167	5.954	ok	200	ok
73	short column	beam	4.739	1.981	1.397	ok	200	ok
74	short column	beam-column		3.296	3.296	ok	200	ok
75	short column	beam-column		3.409	3.409	ok	200	ok
76	short column	beam	3.831	2.151	1.377	ok	200	ok
77	short column	beam	3.55	2.204	1.359	ok	200	ok
78	short column	beam	10.875	8.311	4.711	ok	200	ok
79	short column	beam	4.287	1.969	1.349	ok	200	ok
80	short column	beam	4.405	2.045	1.397	ok	200	ok
81	short column	beam	3.55	2.204	1.359	ok	200	ok
82	short column	beam	3.419	2.129	1.312	ok	200	ok
83	short column	beam	4.136	2.384	1.512	ok	200	ok
84	short column	beam	14.536	9.085	5.591	ok	200	ok

D	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	along h	along b	NO	along h	along b	ρ used	check p	slenderness	column case	for (b)	for (h)	safety factor	section	S (useful)
1	700	700	3600	6942.44	16.28	53.82	9.34	37.92	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial			1.121	ok	200
2	700	700	3600	907.06	104.75	76.77	40.02	51.67	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam	4.19	5.718	2.418	ok	200
3	700	700	3600	4027.61	154.59	457.99	82.79	262.11	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.571	ok	180
4	700	700	3600	6813.74	119.18	407.23	29.71	23.52	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
5	700	700	3600	6875.07	127.41	404	9.34	37.92	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
6	700	700	3600	4009.07	214.61	398.3	103.19	240.94	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.659	ok	180
7	700	700	3300	7640.62	97.25	26.23	6.76	14.44	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
8	700	700	3300	966.76	129.69	13.62	34.54	15.24	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam	3.384	32.232	3.063	ok	200
9	700	700	3300	4560.25	84.64	235.7	45.95	129.05	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
0	700	700	3300	7569.17	85.27	221.6	6.76	14.44	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
1	700	700	3300	1533.64	132.98	76.3	36.9	43.04	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column	4.525		4.525	ok	200
2	700	700	3300	4529.79	167.83	148.86	66.95	105.36	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
3	700	700	3300	6265.82	84.91	22.21	21.38	21.09	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
4	700	700	3300	816.77	124.42	104.8	57.23	67.14	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam	3.528	4.188	1.915	ok	200
5	700	700	3300	3595.31	145.76	533.02	83.21	315.57	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.558	ok	180
6	700	700	3300	6157.87	129.23	508.62	7.86	1.16	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.142	ok	200
7	700	700	3300	6198.46	157.83	490.12	21.38	21.09	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.148	ok	200
8	700	700	3300	3596.36	214.76	467.08	112.53	286.3	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.663	ok	180
9	700	700	3300	5610.42	77.74	28.08	35.22	22.81	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	axial				ok	200
0	700	700	3300	716.2	132.52	122.38	67.47	76.22	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam	3.312	3.587	1.722	ok	200
1	700	700	3300	3221.04	155.55	607.48	89.87	362.82	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.504	ok	180
2	700	700	3300	5522.45	141.46	590.15	1.35	1.83	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.173	ok	200
3	700	700	3300	5543.05	183.88	558.83	35.22	22.81	20	10	6	6	20	ok	ok	0.0128	ok	short column	beam-column			1.194	ok	200
4	700	700	3300	3240.39	226.33	536.78	123.88	327.02	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.675	ok	176
5	700	700	3300	4985.09	93.06	40.05	47.89	29.15	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	axial				ok	200
6	700	700	3300	616.43	139.4	129.9	75.37	79.73	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam	3.78	4.056	1.956	ok	200
7	700	700	3300	2887.8	158.15	657.35	92.87	395.33	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.524	ok	176
8	700	700	3300	4912.5	148.83	647.63	10.38	0.06	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.242	ok	200
9	700	700	3300	4879.92	201.67	585.81	48.07	41.66	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.302	ok	200
0	700	700	3300	2920.38	230.83	581.26	130.56	353.61	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	2.495	1.657	1.742	ok	176
1	700	700	3300	4396.07	30.19	0.57	16.88	6.31	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	axial				ok	200
2	700	700	3300	523.93	143.62	131.16	80.79	79.77	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam	3.669	4.017	1.917	ok	200
3	700	700	3300	2581.52	160.37	692.86	95.08	418.43	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.502	ok	169.902
4	700	700	3300	4328.71	153.96	688.39	16.88	6.31	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.283	ok	200
5	700	700	3300	4289.73	214.18	615.12	57	53.03	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.367	ok	200
6	700	700	3300	2620.5	233.82	611.71	135.19	371.71	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	2.689	1.649	1.701	ok	176
7	700	700	3300	3637.63	37.5	18.75	21.92	15.42	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	axial				ok	200
8	700	700	3300	441.12	146.07	128.61	84.42	77.77	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam	3.607	4.097	1.918	ok	200
9	700	700	3300	2292.83	161.01	716.71	96.16	434.09	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	19.943	1.563	2.249	ok	157.223
0	700	700	3300	3770.27	156.92	716.23	21.92	15.42	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.324	ok	200
1	700	700	3300	3731.62	222.22	634.18	63.59	66.07	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.433	ok	200
2	700	700	3300	2331.48	234.59	631.38	137.84	383.44	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	2.911	1.651	1.674	ok	176
3	700	700	3300	3302.53	42.71	39.08	25.52	26.19	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	axial				ok	200
4	700	700	3300	367.5	146.95	124.13	86.7	74.77	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam	3.586	4.245	1.944	ok	200
5	700	700	3300	2015.57	160.73	731.9	96.58	444.27	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	3.698	1.667	1.738	ok	149.949
6	700	700	3300	3235.17	158.56	734.63	25.52	26.19	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column			1.363	ok	200
7	700	700	3300	3202.06	227.34	646.25	68.13	79.64	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	1.105	1.497	1.066	ok	200
8	700	700	3300	2048.68	233.87	643.65	139.2	390.81	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam-column	3.165	1.745	1.74	ok	174.837
9	700	700	3300	2788.26	46.29	60.72	28.23	37.94	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	axial				ok	200
0	700	700	3300	301	146.14	118.94	87.75	71.44	22	10	6	6	20	ok	ok	0.0155	ok	short column	beam	3.606	4.43	1.988	ok	200
1	700	700	3300	1745.62	159.22	739.61	96.02	449.57	25	10	6	6	20	ok	ok	0.02	ok	short column	beam-column	4.169	1.871	1.9	ok	145.456
2	700	700	3300	2720.89	158.14	744.36	28.23	37.94	25	10	6	6	20	ok	ok	0.02	ok	short column	beam-column			1.501	ok	200
3	700	700	3300	2696.26	229.05	652.43	71.18	92.81	25															

input data													check reinforcement					
b (mm)	h (mm)	L (mm)	Pu (KN)	Mu(b) (KN.m)	Mu(h) (KN.m)	Vu(b) (KN)	Vu(h) (KN)	∅ bar (mm)	∅st (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars NO	check S along h	check S along b	p used	check p	check slenderness	column case
900	900	3600	10056.5	221.13	93.89	56.87	18.4	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3600	669.7	231.03	51.6	65.57	10.26	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3600	9064.01	85.82	274.16	35.31	107.53	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3600	278.99	73.27	209.82	24.08	52.01	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3600	713.53	233.69	158.23	68.11	37.12	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3600	8629.46	246.25	222.58	79.34	92.64	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	8633.93	206.81	26.81	93.96	41.59	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	589.63	233.3	46.71	110.58	18.53	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3300	7795.78	134.23	292.25	73.73	149.11	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	8155.7	109.88	203.28	23.26	30.23	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	615.56	246.93	119.21	119.2	48.08	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3300	7402.81	287.05	265.22	144.43	137.75	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	7902.95	213.62	32.94	107.52	35.67	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	533.44	244.46	46.07	126.56	21.32	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3300	7166.94	149.33	295.39	84.86	158.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	7455.65	131.56	230.88	26.76	22.9	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	549.03	260.71	117.79	136.57	54.94	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3300	6804.89	307.8	268.52	165.61	145.54	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	7168.17	216.35	26.29	115.7	26.85	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	472.52	250.53	45.48	136.84	23.23	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
900	900	3300	6532.99	158.19	291.16	92.06	162.41	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	6757.08	146.55	249.22	28.32	12.36	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
900	900	3300	7082.91	275.54	229.17	115.7	26.85	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial

check slenderness	column case	design case check				shear design	
		safety factor for (b)	safety factor for (h)	overall section safety factor	check section	s (used)	check sec
short column	axial			1.268	ok	200	ok
short column	beam	3.899	17.461	3.187	ok	200	ok
short column	axial			1.406	ok	200	ok
short column	beam	12.296	4.294	3.182	ok	200	ok
short column	beam	3.855	5.694	2.298	ok	200	ok
short column	axial			1.477	ok	200	ok
short column	axial			1.477	ok	200	ok
short column	beam	3.861	19.289	3.217	ok	200	ok
short column	axial			1.635	ok	200	ok
short column	axial			1.563	ok	200	ok
short column	beam	3.648	7.558	2.46	ok	200	ok
short column	axial			1.722	ok	200	ok
short column	axial			1.613	ok	200	ok
short column	beam	3.685	19.557	3.101	ok	200	ok
short column	axial			1.779	ok	200	ok
short column	axial			1.71	ok	200	ok
short column	beam	3.455	7.649	2.38	ok	200	ok
short column	axial			1.874	ok	200	ok
short column	axial			1.779	ok	200	ok
short column	beam	3.596	19.81	3.043	ok	200	ok
short column	axial			1.952	ok	200	ok
short column	axial			1.887	ok	200	ok
short column	axial			1.8	ok	200	ok

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	I	U
4	900	900	3300	6207.16	319.82	262.96	179.43	147.92	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
5	900	900	3300	6437.08	213.55	23.81	118.87	21.35	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
6	900	900	3300	407.09	251.68	44.69	142.4	24.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
7	900	900	3300	5882.23	164.44	288.17	97.08	165.21	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
8	900	900	3300	6073.07	156.97	262.03	27.89	5.61	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
9	900	900	3300	6351.82	297.86	238.6	118.87	21.35	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
0	900	900	3300	5603.48	326.3	259.27	188.06	149.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
1	900	900	3300	5709.65	207.83	21.26	118.9	16.95	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
2	900	900	3300	341.56	249.84	43.92	144.75	24.91	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
3	900	900	3300	5222.5	168.32	284.04	100.36	166.35	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
4	900	900	3300	5396.71	163.94	270.16	26.35	0.24	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
5	900	900	3300	5624.39	311.58	243.99	118.9	16.95	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
6	900	900	3300	4994.81	328.73	254.77	192.91	149.64	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
7	900	900	3300	4984.33	200.1	20.42	116.89	14.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
8	900	900	3300	279.37	245.96	42.88	145.1	24.98	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
9	900	900	3300	4563	170.43	279.08	102.25	166.23	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
0	900	900	3300	4719.41	168.03	274.54	23.92	2.85	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
1	900	900	3300	4899.08	319.45	246.35	116.89	14.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
2	900	900	3300	4383.33	328.31	249.89	195.21	148.91	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
3	900	900	3300	4261.08	191.17	19.08	113.97	10.57	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
4	900	900	3300	220.97	240.11	42.12	143.77	25.53	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
5	900	900	3300	3905.41	171.5	273.56	103.79	165.92	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
6	900	900	3300	4040.14	171.91	278.21	22.02	7.21	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
7	900	900	3300	4175.83	323.63	248.2	113.97	10.57	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
8	900	900	3300	3769.72	325.39	244.77	195.73	148.14	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
9	900	900	3300	3539.87	176.36	26.92	104.92	18.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial

short column	axial			2.054	ok	200	ok
short column	axial			1.981	ok	200	ok
short column	beam	3.579	20.161	3.04	ok	200	ok
short column	axial			2.168	ok	200	ok
short column	axial			2.099	ok	200	ok
short column	axial			2.007	ok	200	ok
short column	axial			2.275	ok	200	ok
short column	axial			2.233	ok	200	ok
short column	beam	3.606	20.514	3.067	ok	200	ok
short column	axial			2.441	ok	200	ok
short column	axial			2.363	ok	200	ok
short column	axial			2.267	ok	200	ok
short column	axial			2.553	ok	200	ok
short column	axial			2.558	ok	200	ok
short column	beam	3.663	21.012	3.119	ok	200	ok
short column	axial			2.794	ok	200	ok
short column	axial			2.702	ok	200	ok
short column	axial			2.603	ok	200	ok
short column	axial			2.909	ok	200	ok
short column	axial			2.992	ok	200	ok
short column	beam	3.752	21.391	3.192	ok	200	ok
short column	axial			3.265	ok	200	ok
short column	axial			3.156	ok	200	ok
short column	axial			3.054	ok	200	ok
short column	axial			3.383	ok	200	ok
short column	axial			3.602	ok	200	ok

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	U	P	Q	R	S	T	U
9	900	900	3300	3539.87	176.36	26.92	104.92	18.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
0	900	900	3300	166.74	230.9	38.63	139.37	22.61	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
1	900	900	3300	3249.7	169.05	264.49	101.41	161.04	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
2	900	900	3300	3366.3	203.3	270.61	36.34	1.22	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
3	900	900	3300	3454.61	317.86	241.24	104.92	18.31	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
4	900	900	3300	3153.57	318.05	236.88	191.95	143.79	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
5	900	900	3300	2848.21	155.49	42.57	99	17.74	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
6	900	900	3300	149.3	216.1	32.33	134.84	21.91	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
7	900	900	3300	2600.48	162.04	249.42	100.1	157.02	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
8	900	900	3300	2673.34	168.78	271.06	11.23	0.75	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
9	900	900	3300	2762.96	318.41	240.48	99	17.74	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
0	900	900	3300	2510.87	303.2	223.98	187.87	140.03	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam-column
1	900	900	3300	2129.9	151.15	27.66	96.38	13.51	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	axial
2	900	900	3300	101.81	209.22	36.93	132.76	24.16	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
3	900	900	3300	1950.38	166.65	254.09	103.08	163.02	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
4	900	900	3300	1986.6	173.73	284.85	10.93	4.03	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
5	900	900	3300	2044.65	322.58	253.19	96.38	13.51	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
6	900	900	3300	1892.34	300.35	227.9	188.53	145.47	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
7	900	900	3300	1415.47	131.63	29.72	83.97	7.67	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
8	900	900	3300	59.45	188.2	31.52	115.56	20.09	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
9	900	900	3300	1301.02	152.71	227.74	89.76	134.33	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
0	900	900	3300	1299.11	143.56	215.72	9.6	7.59	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
1	900	900	3300	1330.21	268.38	189.16	83.97	7.67	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
2	900	900	3300	1269.92	273.43	203.99	164.13	119.06	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
3	900	900	3300	706.57	137.72	53.74	102.94	40.27	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam
4	900	900	3300	21.01	215.95	38.44	162.62	30.53	25	10	6	6	20	ok	ok	0.0121	ok	short column	beam

	I	U	V	VV	X	Y	Z	AA
1	short column	axial			3.602	ok	200	ok
2	short column	beam	3.902	23.323	3.342	ok	200	ok
3	short column	axial			3.924	ok	200	ok
4	short column	axial			3.788	ok	200	ok
5	short column	beam-column	2.439		2.439	ok	200	ok
6	short column	beam-column	12.436		12.436	ok	200	ok
7	short column	axial			4.477	ok	200	ok
8	short column	beam	4.169	27.868	3.626	ok	200	ok
9	short column	beam-column		4.574	4.574	ok	200	ok
0	short column	beam-column		4.388	4.388	ok	200	ok
1	short column	beam-column	-1.999		-1.999	not ok	200	ok
2	short column	beam-column	4.446		4.446	ok	200	ok
3	short column	axial			5.987	ok	200	ok
4	short column	beam	4.306	24.397	3.66	ok	200	ok
5	short column	beam	5.406	3.545	2.141	ok	200	ok
6	short column	beam	5.186	3.163	1.964	ok	200	ok
7	short column	beam	2.793	3.558	1.564	ok	200	ok
8	short column	beam	2.999	3.953	1.705	ok	200	ok
9	short column	beam	6.844	30.316	5.584	ok	200	ok
0	short column	beam	4.787	28.585	4.1	ok	200	ok
1	short column	beam	5.9	3.956	2.368	ok	200	ok
2	short column	beam	6.276	4.176	2.507	ok	200	ok
3	short column	beam	3.357	4.763	1.969	ok	200	ok
4	short column	beam	3.295	4.416	1.887	ok	200	ok
5	short column	beam	6.542	16.765	4.705	ok	200	ok
6	short column	beam	4.172	23.439	3.541	ok	200	ok

# الباب الثامن

الإطارات العزيمة الخاصة  
SMF

## مقدمة عن الإطارات العزمية الخاصة Special moment resisting frame

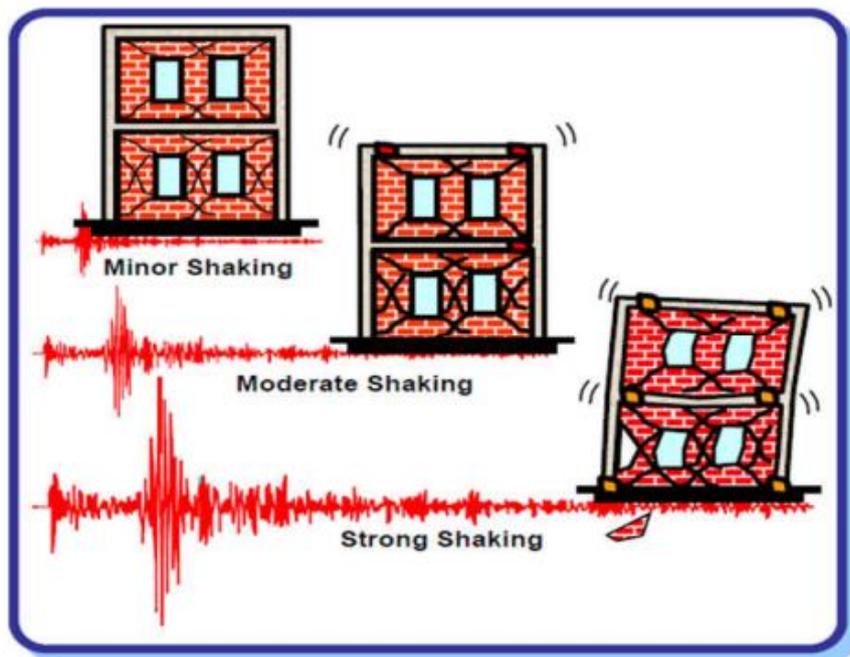
الإطار الخاص هو إطار مقاوم للعزوم مفصل بشكل خاص لتأمين سلوك الممتطولية (المطاوعة Ductility). ويختلف عن الإطار المقاوم للعزوم العادي والمتوسط، بأن قطاعاته مصممة لمقاومة قوة قص حسابية تحدد من قيم العزوم القصوى عند العقد، بعد تصعيدها بمعامل تصعيد يساوي 1.25. وهو ناتج عن المقاومة الإضافية للمادة في مرحلة ما بعد الخضوع وما قبل الانهيار (مرحلة اللدونة). يسمح كود البناء للأبنية المخصصة بأصناف تصميم زلزالي عالية D أو E أو F، بأن تكون العناصر الرأسية المقاومة للأحمال الزلزالية إما إطارات عزمية خاصة أو جدران قص خاصة. تدعى هذه الإطارات بالإطارات الخاصة بسبب الاشتراطات الخاصة، والتي تزيد وتحسن من مقاومتها الزلزالية.

### ● فلسفة التصميم الزلزالي للإطارات العزمية

حاول المهندسون إيجاد حل يقي من حدوث الكوارث ولا يتطلب استثماراً مالياً ضخماً، فمن غير المجدي إنشاء مبانٍ -حتى تلك القوية والنادرة منها- لا تتأثر بالزلازل، وتوصلوا إلى أنه بدلاً من إنشاء تلك المباني (التي ستكون قوية للغاية؛ ولكنها تكلف كثيراً أيضاً) يُمكن إنشاء مبانٍ تقاوم آثار الهزات الأرضية مع إمكانية ظهور الأضرار، وصولاً إلى خروجها عن الخدمة؛ لكنها لن تنهار في أثناء الهزات الأرضية الكبيرة. ومن خلال هذه الفلسفة التصميمية سنحافظ على أرواح الناس وسنحمي محتويات المباني، وهو يمثل الهدف الرئيس لأكواد التصميم التي تضع قواعد تصميم الأبنية المقاومة للزلازل في أنحاء العالم.

### يمكن تلخيص فلسفة التصميم الزلزالي بالآتي:

تحت تأثير الهزات البسيطة، يجب ألا تتأثر العناصر الإنشائية الرئيسية للمبنى، والتي تقاوم الأحمال الشاقولية والأفقية، وقد تتضرر بعض عناصر المبنى غير الإنشائية التي لا تقاوم الأحمال؛ ولكنها تبقى قابلة للإصلاح. تحت تأثير الهزات متوسطة الشدة، قد تتضرر العناصر الإنشائية الرئيسية؛ ولكنها تبقى قابلة للإصلاح، في حين ستتعرض بعض أجزاء المبنى لأضرار يتعين عندها استبدال هذه العناصر بعد الهزة الأرضية. تحت تأثير الهزات القوية والنادرة الحدوث، تتعرض العناصر الإنشائية الرئيسية لأضرار جسيمة، وهذه الأضرار غالباً ما تكون غير قابلة للإصلاح، ولكن على المبنى أن يبقى قائماً دون أن ينهار.



سلوك العناصر الإنشائية تحت تأثير الهزات الأرضية المختلفة

● مجال استخدام الاطارات العزمية الخاصة

■ التطور التاريخي لاستخدام الاطارات العزمية الخاصة

ظهر مفهوم الإطار الخرساني المسلح العزمي الخاص لأول مرة في الولايات المتحدة حوالي عام 1960 (Blume al et. 1961). كان استخدام هذه الإطارات في ذلك الوقت يرجع بشكل أساسي إلى اجتهاد المهندس الإنشائي المصمم. في عام ١٩٧٣، ألزم كود البناء المنتظم (Uniform Building Code ICB0 1973) باستخدام تفاصيل التسليح و المتطلبات البعدية للإطارات الخاصة في المناطق الزلزالية العالية (Regions of Highest Seismicity).

من الممكن اختيار بعض الإطارات في البناء لتكون إطارات عزيمة خاصة، بينما بقية الإطارات تكون مقاومة لأحمال الثقالة فقط. لم يكن أداء بعض إطارات الثقالة جيداً أثناء زلزال نورثريدج (Northridge-1994) مما أدى لمتطلبات أكثر صرامة إطارات الثقالة و التي يجب الالتزام بها من أجل أصناف التصميم الزلزالي D أو E أو F. يمكن أن يصبح المشروع أكثر اقتصادية إذا تم تضمين هذه الإطارات لتصبح جزءاً من الجملة المقاومة للأحمال الزلزالية (System resisting-Force Seismi).

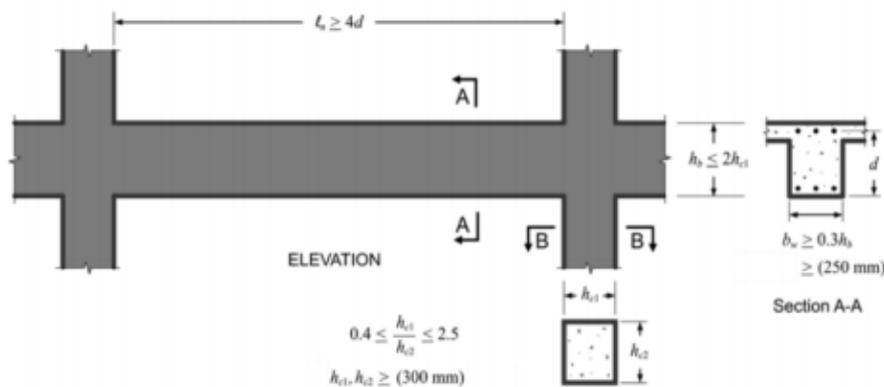
يمكن كذلك استخدام الإطارات العزمية الخاصة في الجمل الثنائية، ويجب على الإطارات العزمية الخاصة في هذه الحالة أن تكون قادرة على مقاومة ما لا يقل عن ٢٥% من القوى الزلزالية التصميمية. يسمح هذا الأمر باستخدام قيمة أكبر لمعامل تعديل الاستجابة R، وبالتالي تخفيض متطلبات المقاومة الزلزالية الكلية. في المقابل يجب الانتباه إلى أنه من الممكن أن تزيد القوالب المؤقتة وتفصيل التسليح اللازمة لإنشاء الإطارات العزمية الخاصة من تكلفة الإنشاء بالمقارنة مع تكلفة الجملة التي تستخدم جدران قص فقط.

■ متى نستخدم الاطارات العزمية الخاصة

يتم عادة اختيار الإطارات العزمية كجملة مقاومة للأحمال الزلزالية عندما يرغب المالك بمرونة أكثر لتخطيط الفراغ المعماري (Flexibility Planning Space Architectural). يحدد كود البناء الحدود المسموحة لارتفاع المنشأة حسب نوع الجملة المقاومة للأحمال الزلزالية، مثل الحدود المفروضة على جدران القص الخرسانية المسلحة الخاصة (m50 لأصناف التصميم الزلزالي D أو E و m30 ل صنف التصميم الزلزالي F). لا يوجد حدود مفروضة على الارتفاع لجمال الإطارات العزمية الخاصة المستخدمة لوحدها او المستخدمة مع جدران القص لتشكيل جملة ثنائية.

عندما يتم اختيار الإطارات العزمية الخرسانية للأبنية المخصصة بأحد أصناف التصميم الزلزالي D أو E أو F ، فيلزم تفصيل تسليح هذه الإطارات كإطارات عزيمة خرسانية مسلحة خاصة. من الممكن استخدام الإطارات العزمية الخاصة للأبنية المخصصة بصنف تصميم زلزالي A أو B أو C على الرغم من أن هذا الاختيار لن يؤدي إلى التصميم الأكثر اقتصادية، إلا أنه يجب تطبيق و تحقيق جميع الاشتراطات و المتطلبات الخاصة بالإطارات العزمية الخاصة للتأكد من الوصول إلى سلوك مطاوع بغض النظر عن صنف التصميم الزلزالي.

● الأبعاد الحدية للإطارات العزمية الخاصة



من أجل الجوائز المعرضة من الأعمدة، يجب أن لا يزيد عرض الجوائز عن وجه العمود ومن كل جهة عن الأصغر بين (C2-0.75C1).

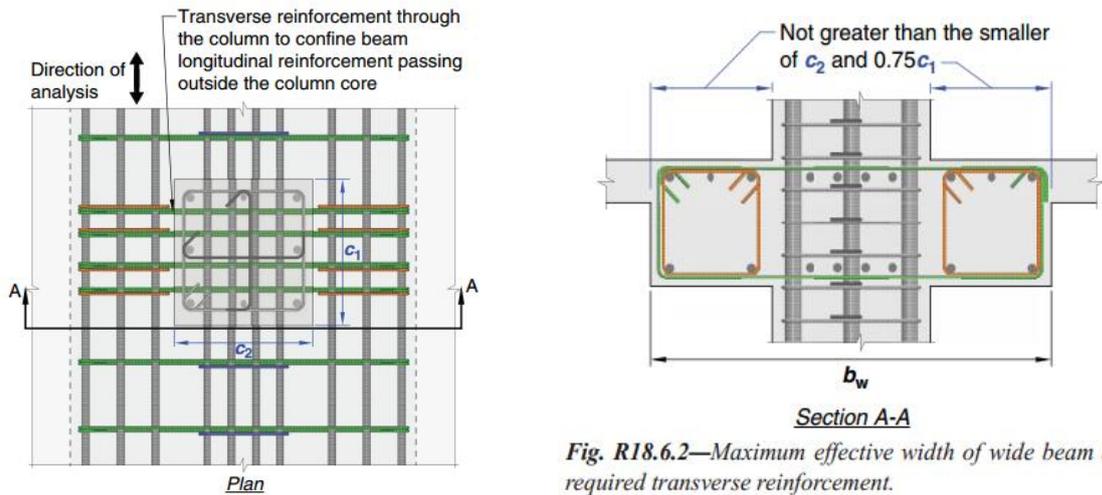


Fig. R18.6.2—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.

• المقاومة وحدود الانزياح الطابقي (Strength and Story Drift Limits)

تصمم الإطارات العزمية الخاصة باستخدام عامل تعديل استجابة  $R = 8$ . الإطارات العزمية هي عادة أنظمة مقاومة أحمال جانبية مرنة (Systems Flexible) إذا كان البناء نوعاً ما عالي، فإن دور اهتزازة الأساسي يمكن أن يكون ضمن مجال الأدوار الطويلة من طيف الاستجابة التصميمي، و ينتج عن هذا قص قاعدي حسابي أقل من القص القاعدي الأصغري اللازم. في مثل هذه الحالات، تتحكم معادلات القص القاعدي الأصغري المعتمدة في ASCE-7-16 بالمقاومة التصميمية اللازمة. غالباً ما يحكم حسابات القص القاعدي للأبنية ذات الدور الطويل، وخاصة لأصناف التصميم الزلزالي D و E و F، الحد الأعلى المفروض على الدور المحسوب (Period Calculated on Limit Upper).

بغض النظر عن القيمة الأعلى للقوى التصميمية، سواء كانت قوى الثقالة أو قوى الرياح أو القوى الزلزالية، فيجب تطبيق التدابير و الاشتراطات المتعلقة بتفاصيل التسليح (Detailing) والأبعاد النسبية (Proportioning) للإطارات العزمية الخاصة كلما تم استخدامها كجملة مقاومة للأحمال الجانبية.

يمكن لتأثيرات delta-P، الموصوفة في الفقرة ، ASCE7-16 Sec12-8-7، أن تزيد من قيم العزوم التصميمية بشكل ملحوظ، و بالتالي يجب أخذ هذه التأثيرات بعين الاعتبار عند تصميم الإطار. تحدد حدود الانزياح الطابقي تبعاً لكل من صنف الإشغال و عامل الفائضية:

Redundancy Factor	Risk Category		
	I and II	III	IV
$\rho = 1.0$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
$\rho = 1.3$	$0.015h_{sx}$	$0.012h_{sx}$	$0.008h_{sx}$

$h_{sx}$ : الارتفاع الطابقي (Story Height).

يجب حساب الانزياحات الطابقية عند مقارنتها بالقيم المسرودة في الجدول أعلاه باستخدام الأحمال الزلزالية عند مستوى المقاومة Load (Seismic level-Strength) و بعد تكبير الانتقالات بمعامل تضخيم الانتقال  $C_d$ . علاوة على ذلك يجب تخفيض القساوات الفعالة للعناصر الإطارية من أجل الأخذ بالحسبان تأثيرات تشقق الخرسانة.

• مبادئ تصميم الإطارات العزمية الخاصة

يستخدم الكود ASCE7 قص قاعدي تصميمي (Shear Base Design) أقل بشكل كبير من القص القاعدي اللازم لحصول استجابة خطية عند الشدة الزلزالية المتوقعة (Earthquake Anticipated Intensity). بالتالي من المتوقع أن تؤدي الحركات الأرضية الزلزالية عند مستوى التصميم (Design-level Earthquake) إلى حدوث انتقالات في المنشأة خارج المجال الخطي للاستجابة.

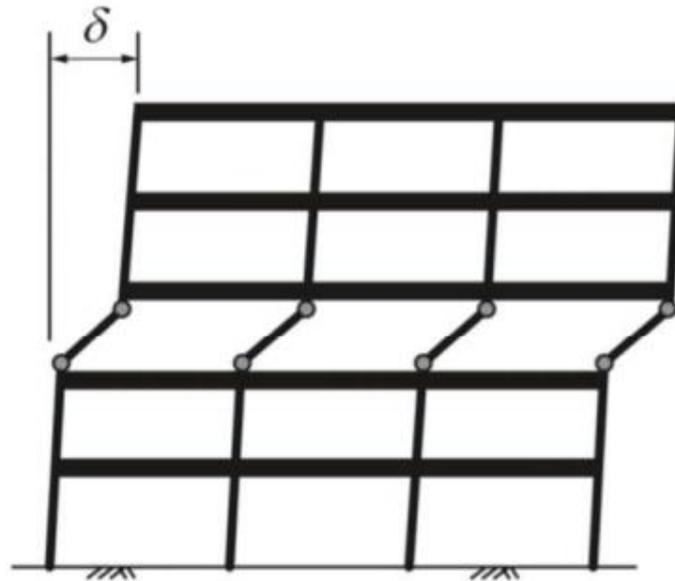
حدد الكود ACI318، بما يتوافق مع الاستجابة اللاخطية للمنشآت، الأبعاد النسبية لمقاطع العناصر ومتطلبات تفاصيل التسليح للإطارات العزمية الخاصة بحيث ينتج عنها منشأة قادرة على الخضوع لعدة دورات من الاستجابة اللاخطية من دون خسارة حرجة في المقاومة.

**الأهداف الثلاثة للتصميم هي:**

- انجاز تصميم إطار بجائز ضعيف وعمود قوي بحيث تنتشر الاستجابة اللاخطية على عدة طوابق.
- تأمين تفاصيل تسليح تساعد على حصول استجابة انعطاف مطاوعة في مناطق الخضوع (المفاصل اللدنة) المزمعة.
- تجنب الانهيارات غير المطاوعة (Nonductile Failures)، بالإضافة إلى ذلك، يجب تأمين تفاصيل خاصة بالوصلات مع العناصر غير الإنشائية مثل الأدراج والقواطع، بحيث لا تؤثر ولا يتداخل سلوكها مع السلوك المزمع للإطار حسب التصميم.

▪ **تصميم إطار ذو جانز ضعيف وعمود قوي (Design a Strong-Column/Weak-Beam Frame)**

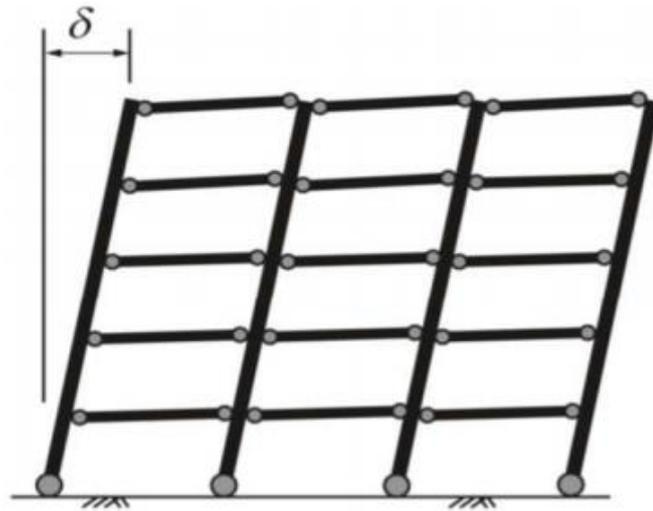
الغاية من تصميم جانز ضعيف وعمود قوي هي توجيه الاستجابة اللدنة (Response Inelastic) بحيث تحصل بشكل أساسي من خلال خضوع الانعطاف (المفاصل اللدنة) عند نهايتي الجوائز.



ميكانيزم طابقية

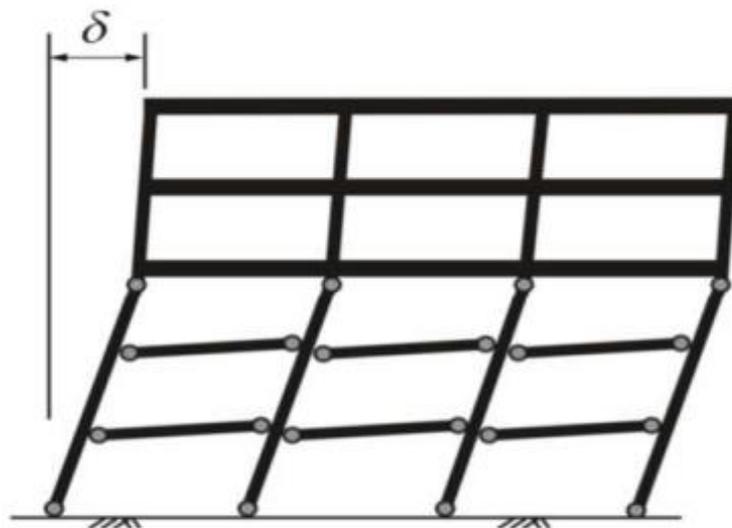
يعتمد توزيع الضرر على ارتفاع البناء عندما يتأرجح خلال الهزة الأرضية على توزيع الانزياحات الطابقية.

إذا كان للبناء أعمدة ضعيفة أو عقد ضعيفة لاتصال الأعمدة مع الجوائز، فعندئذٍ ينجح الانزياح الطابقي إلى التركيز عند أحد الطوابق أو بعض الطوابق ويمكن أن يتجاوز هذا الانزياح قدرة الانزياح الطابقي للأعمدة.



ميكانيزم جانز

إذا استطاعت الأعمدة تأمين هيكل قوي وقاسي على كامل ارتفاع البناء، سيكون توزيع الانزياح الطائفي أكثر انتظاماً، وسيتم تخفيض الضرر المحلي. تسند الأعمدة عند مستوى طائفي ما وزن كامل البناء فوق هذه الأعمدة لذلك انهيار العمود له عواقب خطيرة جداً. يعتبر مبدأ الجانز الضعيف و العمود القوي أساسياً للحصول على سلوك آمن للإطارات خلال الهزات الزلزالية القوية.

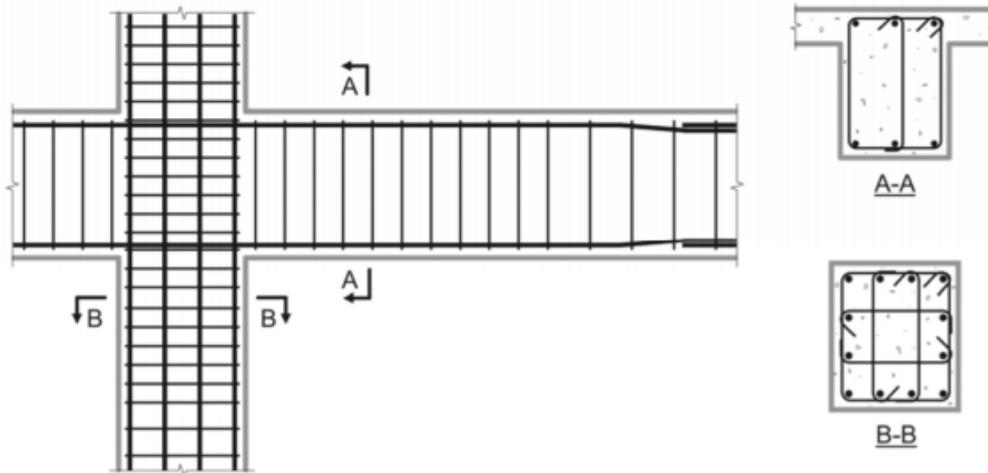


ميكانيزم متوسطة

يتم التطبيق الفعلي لمبدأ الجانز الضعيف والعمود القوي عن طريق إلزام أن يكون من أجل كل اتجاه تأطير مجموع المقاومات العزمية للأعمدة أكبر من مجموع المقاومات العزمية للجوائز المتصلة معها بنفس العقدة.

أظهرت الدراسات أن الوصول إلى ميكانيزم إنشائية كاملة (ميكانيزم جانز) ممكن فقط عندما تكون نسبة مقاومة العمود إلى الجانز عالية نوعاً ما (حوالي الأربعة أو أكثر). تم تبني نسبة مقاومة أخفض (2.1) وبالتالي يجب توقع خضوع (تلدن) بعض الأعمدة، ويجب عندئذٍ تفصيل تسليح الأعمدة بما يتوافق مع هذه الحالة.

- تأمين تفاصيل تسليح إنشائية للأعمدة والجوائز للحصول على سلوك مطاوعة على الانعطاف



من الضروري توقع خضوع بعض الأعمدة على ارتفاع البناء. لذلك يجب تأمين تفاصيل تسليح خاصة بمناطق النهايات للجوائز والأعمدة عند كل عقدة جوائز مع عمود بحيث تصبح هذه المناطق قادرة على الخضوع لاستجابة انعطاف لدنة (Response Flexural Inelastic) من دون تدهور حرج في المقاومة.

- تجنب الانهيارات الغير مطاوعة

تتطلب الاستجابة المطاوعة خضوع العناصر على الانعطاف، وفي نفس الوقت يجب تجنب انماط الانهيار غير المطاوع (Failure Modes) (Nonductile) مثل الانهيار على القص أو القوى المحورية.

يتم تجنب أنماط الانهيار غير المطاوع عن طريق التصميم على القدرة (Capacity Design Approach). يتم التصميم وفق القدرة كما يلي:

- يتم أولاً تحديد مناطق الخضوع على الانعطاف (المفاصل اللدنة).
- من ثم تصمم هذه المناطق على المقاومات العزمية المحددة حسب كود التصميم.
- بعد ذلك تحسب القوى التصميمية الأخرى بناءً على التوازن بفرض تطور مقاومات عزوم محتملة (Moment Probable Strength) عند مناطق خضوع الانعطاف (المفاصل اللدنة).

#### • ارشادات وتوجيهات متعلقة بالتحليل

- التوصيات المتعلقة بعوامل القساوة

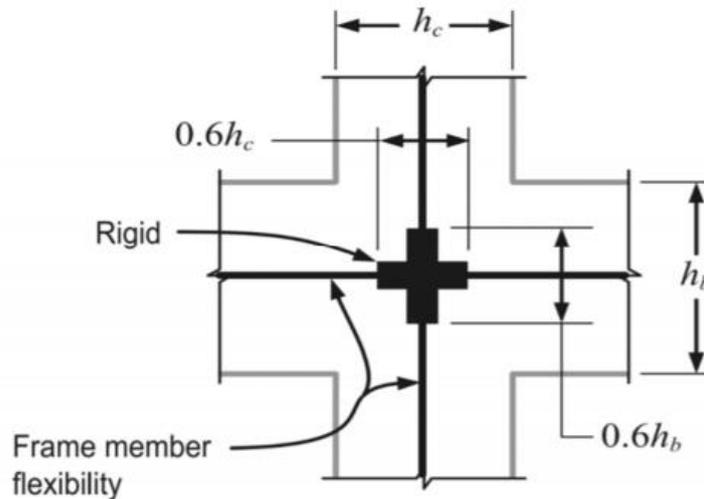
عند تحليل الإطارات العزمية الخاصة يجب نمذجة القساوة المتشقة للعقد والأعمدة والجوائز بشكل مناسب تلعب هذه القساوة دوراً هاماً في تحديد أدوار البناء والقص القاعدي والانزياحات الطابقية وتوزع القوى الداخلية.

Element	$I_e/I_g$
Beam	0.35-0.50
Column	0.50-0.70

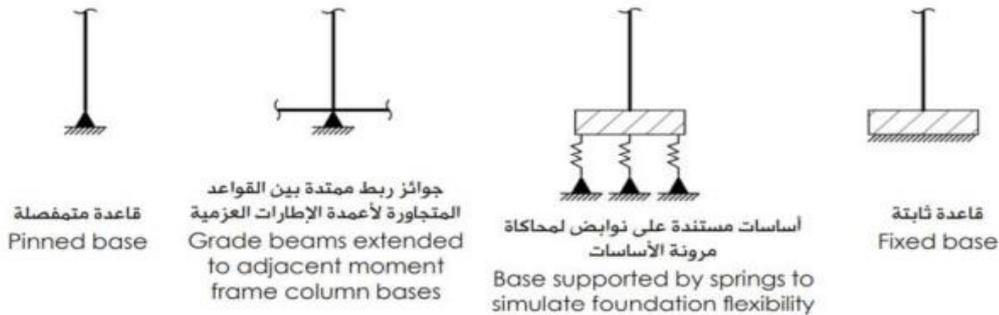
يمكن إجراء تحليل أكثر تفصيلاً بناءً على شروط التحميل المطبقة. فمثلاً، يوصي الكود ASCE/SEI بحساب نسبة عزم العتالة الفعال إلى عزم العتالة الكلي  $I_e/I_g$ ، كتابع لقيمة الضغط الناجم عن أحمال الثقالة.

Compression Due to Design Gravity Loads	$I_e/I_g$
$\geq 0.5A_gf'_c$	0.7
$\leq 0.1A_gf'_c$	0.3

يسمح الكود ACI-318 بنمذجة عقد اتصال الأعمدة مع الجوائز كمناطق صلدة (Rigid Zones) ويتم استخدام هذا النموذج في الحياة العملية شائع كبديل، ويمكن نمذجة العقدة كعقدة صلدة بشكل جزئي (Rigid Partially) باستخدام الفرضيات المبينة في الشكل أدناه.



■ نمذجة الأساسات (Footing modeling)



بهدف تحديد الأحمال الزلزالية، يسمح باعتبار المنشأة مثبتة عند قاعدتها. بشكل بديل، وعند الأخذ بالحسبان مرونة الأساسات، يجب على المهندس أخذ القرار باعتماد الفرضيات التحليلية (Assumptions Analytical) الأكثر مناسبة للإطار العزمي، أخذاً بعين الاعتبار تفاصيل إنشاء الإطار. من أجل المنشآت المخصصة بأحد أصناف التصميم الزلزالي D أو E أو F يجب أن تكون الإطارات العزمية الخاصة مستمرة حتى الأساسات أينما كان الإطار لازم.

• ارشادات وتوجيهات متعلقة بالتصميم

- يبدأ التصميم بتحديد أماكن توضع (Layout) الإطارات العزمية الخاصة ضمن المسقط الأفقي للبناء.
- يتم اختيار الأبعاد الأولية للعناصر (Member Preliminary Sizes) بناء على الخبرة و اشتراطات الكود.
- بعد ذلك يتم تحليل البناء لتحديد القوى التصميمية عند المقاطع الحرجة لعناصر الإطار.
- يتم تصميم الإطارات العزمية الخاصة باستخدام توليف نوعين من طرق التصميم: التصميم على المقاومة (Design Strength) و التصميم على القدرة (Design Capacity).

الغاية من تصميم جانز ضعيف وعمود قوي هي توجيه الاستجابة اللدنة (Inelastic Response) بحيث تحصل بشكل أساسي من خلال خضوع الانعطاف (المفاصل اللدنة) عند نهايتي الجوائز.

• طريقة التصميم على المقاومة

يمكن التعبير عن المتطلب الأساسي للتصميم على المقاومة كما يلي:

المقاومة اللازمة (Required Strength)  $\geq$  المقاومة التصميمية (Design Strength)

يتم التعبير عن المقاومة اللازمة عن طريق القوى الداخلية الناتجة عن الأحمال المصعدة (Factored Loads) وفق تراكيب الأحمال التصميمية.

▪ تراكيب الاحمال (Load combination)

$$Q1 = 1.2D + E_v \pm E_h + 1.0L + 0.2S$$

$$Q2 = 0.9D - E_v \pm E_h$$

$$E_h = \rho Q_E \quad (\text{Horizontal Seismic Effect})$$

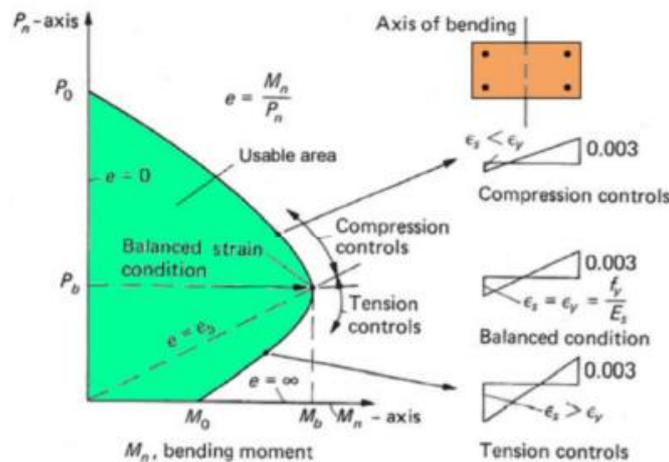
$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{Vertical Seismic Effect})$$

الأثر الزلزالي الافقي

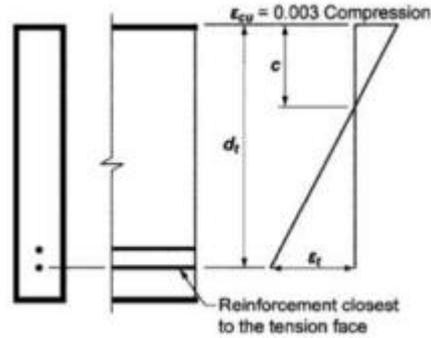
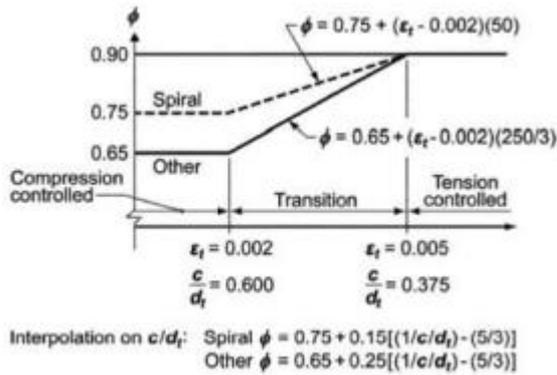
الأثر الزلزالي الرأسي

يسمح بأخذ عامل الحمل المطبق على الحمل L مساوياً إلى 0,0 من أجل الاشغالات التي يكون عندها الحمل الحي التصميمي غير المخفض أقل من أو مساوي إلى 5 KN/m<sup>2</sup> باستثناء مرائب السيارات (Garages) والأماكن المستخدمة كأماكن تجمع عامة (Assembly Public of Places).

▪ عوامل خفض المقاومة (Strength Reduction Factor)



- من أجل الانعطاف المركب مع قوى محورية في الجوائز و الأعمدة، يتغير عامل خفض المقاومة  $\phi$  بحسب قيمة تشوه الشد الصافي  $\epsilon_t$  و المعروف كتشوه الشد عند أقصى فولاذ مشدود في المقطع عندما يصل المقطع إلى المقاومة الاسمية ، (أي عندما يصل التشوه في الخرسانة المضغوطة إلى  $\epsilon_{cu} = 0.00$  ).
- إذا كان  $\epsilon_t \geq 0.005$  عندئذ  $\phi = 0.9$  .
- إذا كان  $\epsilon_t \leq \epsilon_y = 0.002$  من أجل فولاذ بمقاومة خضوع (Mpa 420) عندئذ  $\phi = 0.65$  من أجل الاعمدة ذات الاساور العادية و  $\phi = 0.75$  من أجل الأعمدة ذات التسليح العرضي الحلزوني.
- تستكمل قيمة  $\phi$  داخليا و بشكل خطي من أجل القيم الوسطية للتشوه  $\epsilon$  .
- تؤخذ عادة قيمة  $\phi$  من أجل جوائز الإطارات العزمية الخاصة مساويةً إلى 0.9 . الاستثناء الوحيد عندما يتصرف الجائز كمجمع (Collector) أو (وتر Chord) ضمن الحجاب الإنشائي، ففي هذه الحالة يمكن أن تنتج قيم أخفض للمعامل  $\phi$  بسبب القوى الضاغطة المحورية التصميمية
- من أجل تصميم الجائز أو العمود على القص، يؤخذ  $\phi = 0.75$  .
- من أجل تصميم عقدة العمود مع الجائز على القص يؤخذ  $\phi = 0.85$  .

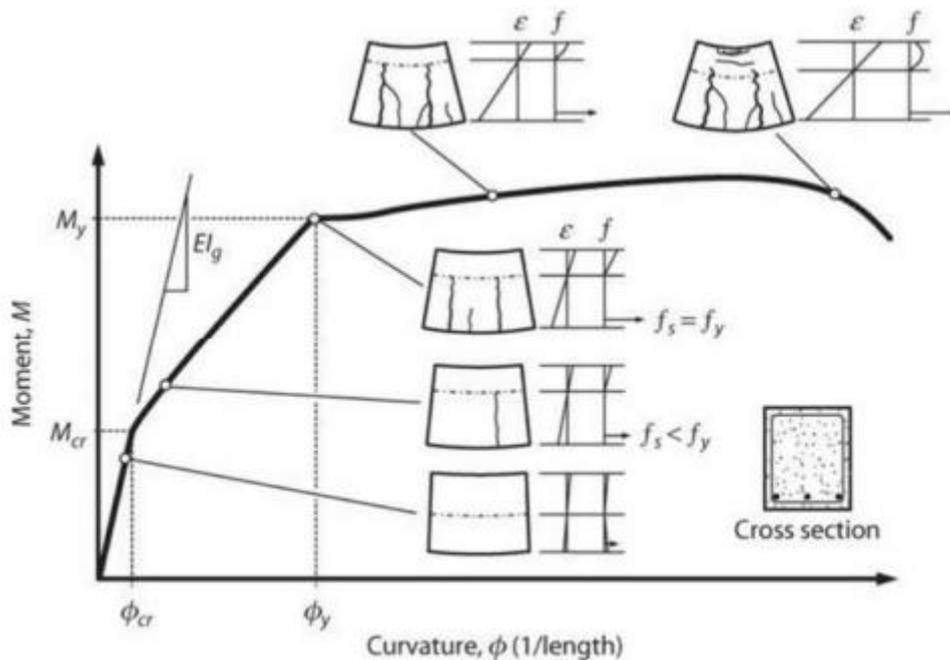


## جسور الإطارات الخاصة Beams of Special Moment Resisting Frames

### • السلوك الانحنائي للمقاطع (Flexural Behavior of Sections)

تحت الاستجابة الزلزالية لأي مبنى إلى حدوث قوى داخلية وتشوهات في الإطار الخرساني والتي تحتاج إلى ان يتم استيعابها بواسطة العناصر والعقد الخاصة بذلك الاطار في معظم الحالات، يتم تصميم الإطار بحيث يكون الانحناء او الانعطاف هو التشوه السائد، وعادةً ما يتضمن هذا الانحناء الغير مرن. في الجزء التالي سوف يتم شرح التحليل والتصميم بالنسبة للعزوم، بما في ذلك عزم بدون حمل محوري ملحوظ (كما يحدث في الجوائز والبلاطات)، وعزم مع حمل محوري (كما يحدث في الأعمدة والجدران الإنشائية).

عندما يتعرض المقطع العرضي لعزوم انحناء، مع أو بدون حمل محوري، تتولد اجهادات داخلية لموازنة المؤثرات الخارجية نتيجةً لتولد انفعالات وتشوهات (بشكل تقوس). يصور المنحنى في الشكل (١) علاقة مثالية بين العزم والتقوس (التشوه) لمقطع خرساني بنسبة تسليح منخفضة. يوضح الشكل أيضا حالات الإجهاد والانفعال للمقطع العرضي المقابل لمرحل استجابة مختلفة.

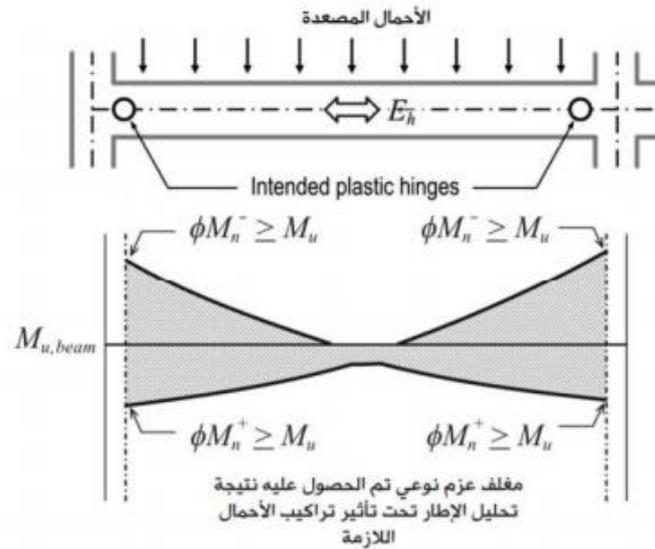


الشكل (١): Moment-curvature behavior of under-reinforced beam section

العلاقة بين العزم والتقوس (Moment and Curvature) علاقة خطية تقريباً إلى النقطة التي يحدث فيها تشقق (Cracking) للخرسانة ( $M = M_{cr}$ ). على الرغم من وجود شقوق دقيقة - لا ترى بالعين المجردة- في الخرسانة حتى قبل التحميل ، تصبح الشقوق أكثر وضوحاً عندما تبلغ الألياف الطرفية المشدودة للخرسانة مقاومتها الفعلية للشد. عندما يحدث هذا ، عادة ما يكون هناك انخفاض ملحوظ في الجساءة (Tangent Stiffness)، كما هو موضح في الشكل. عادة ما يكون الانخفاض تدريجياً بسبب تأثير كل من اجهادات الشد والتصلب (Tension-stiffening Effect) ويصبح أكثر وضوحاً مع زيادة العزم فوق العزم المسبب للتشقق.

● مقاومة العزم والتسليح الطولي للجسور (Moment strength and reinforcement)

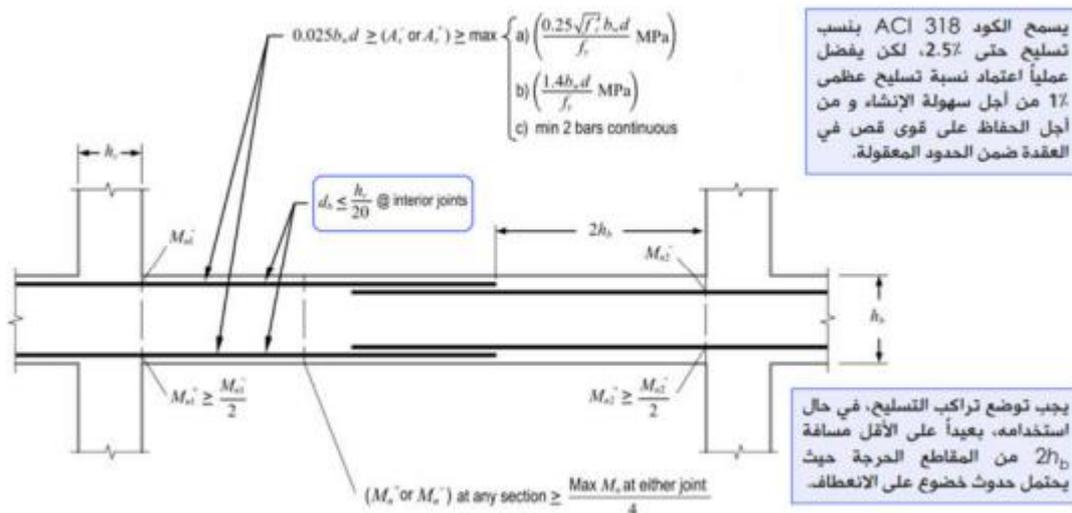
يحلل البناء تحت تأثير الأحمال التصميمية لتحديد مقاومات الانعطاف اللازمة عند المفاصل اللدنة للجائز، و التي يجب أن تتوضع عند نهايتي الجائز. عند كل موضع مفصل لدن، ومن أجل كلاً من العزوم السالبة والموجبة، يصمم مقطع الجائز بحيث تساوي المقاومة العزمية التصميمية على الأقل للمقاومة العزمية اللازمة المحسوبة باستخدام تراكيب الأحمال المصعدة المعمول بها.



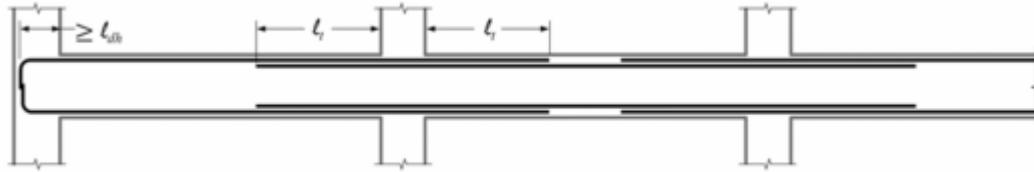
المقاومة العزمية للجوائز المصبوبة بشكل مستمر (Monolithically) مع البلاطات يجب أخذ تسليح البلاطة كتسليح شد طولي للجائز من أجل حساب المقاومات النسبية للجوائز والأعمدة.

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

$s_w$  المسافة الصافية إلى جسد الجائز التالي:  $h$  سماكة البلاطة؛  $\ell_n$  طول المجاز الصافي للجائز.



يظهر الشكل أدناه أحد خيارات توزيع التسليح الطولي للجائز لتجنب تراكم التسليح عن طريق تقطيع القضبان بالتجزئة (Staggering Bar (Cutoffs) على طول المجازات المتجاورة. يحدد مد القضيب ( $l_r$ ) باستخدام متطلبات و اشتراطات إنهاء القضبان النظامية للجوائز حسب (ACI318-19 9.7.3)

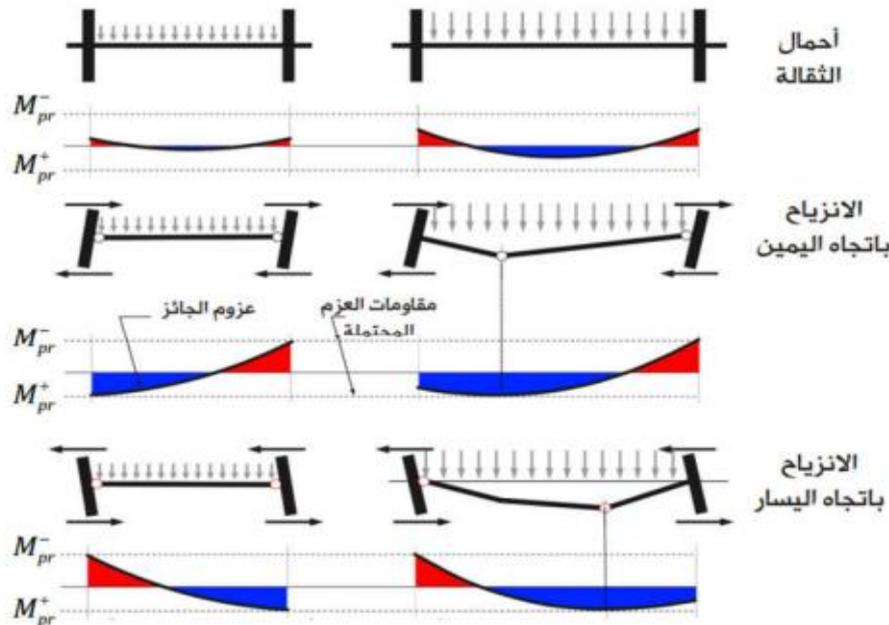


### ● مقاومة العزم المحتملة (Probable Moment Strength) $M_{pr}$

يعرف الكود ACI 318 مقاومة العزم المحتملة  $M_{pr}$  على أنها مقاومة العزم للعنصر، مع أو بدون الحمل المحوري، و المحددة باستخدام خواص العناصر عند أوجه العقد بفرض وصول إجهاد الشد في القضبان الطولية إلى قيمة مساوية على الأقل إلى  $1.25F_y$  حيث  $f_y$  إجهاد الخضوع الاسمي (Nominal Yield Strength) للتسليح، و باعتماد عامل خفض مقاومة  $\phi$  مساوي إلى 1 .  
 تحسب مقاومة العزم المحتملة  $M_{pr}$  باستخدام نظرية الانعطاف التقليدية و باعتماد المقطع العرضي المصمم مسبقاً.

تعتبر مقاومة العزم المحتملة  $M_{pr}$  مقياساً لمقاومة الانعطاف الزائدة (Flexural Over strength) التي يمكن أن تتطور في الجائز أو العمود المستخدمة لتقدير طلبات القوى الأخرى التي تتطور عند حصول خضوع الانعطاف.  
 تستخدم مقاومة العزم المحتملة  $M_{pr}$  كجزء من عملية التصميم على القدرة لإرساء متطلبات تصميم كلاً من:

- مقاومة القص للجائز.
- مقاومة القص لعقدة اتصال العمود مع الجائز.
- مقاومة القص للعمود.



يحصل خضوع الجائز عند نهايات الجائز المتجاورة لعقد اتصاله مع الأعمدة في حال كان الجائز قصير نسبياً أو كانت أحمال الثقالة منخفضة نوعاً ما بحيث ينتج عنها عزوم انعطاف ذات قيمة صغيرة بالمقارنة مع العزوم التصميمية الزلزالية. تخضع المفاصل اللدنة للجوائز في هذه الحالة لدورات متعكسة من التلدن عندما ينزاح البناء بالاتجاهين (أي تحصل دورانات باتجاهات متعكسة و يقيم متقاربة عند المفصل اللدن). هذا هو السلوك المرغوب للجوائز.  
 ينتج عن أحمال الثقالة عزوم انعطاف كبيرة بالمقارنة مع العزوم التصميمية الزلزالية في حال كان مجاز الجائز طويل نسبياً أو كانت أحمال الثقالة كبيرة نوعاً ما. بينما يتسوه الجائز نتيجة الهزة الأرضية، تصل طلبات العزم لمقاومات العزم اللدنة عند العزم السالب عند وجه العمود وعند العزم الموجب بعيداً عن وجه العمود من الجهة المقابلة. عند انعكاس الحركة الزلزالية، يحصل نفس الموقف، لكن عند النهاية المعاكسة للجائز. في هذه الحالة لا تتعكس المفاصل

$$M_{pr}^+ + M_{pr}^- \geq \frac{W_u l_n^2}{2}$$

اللدنة للجائز (أي لا تحصل دورانات باتجاهات متعاكسة و بقيم متقاربة عند المفصل اللدن). لكن بدلاً من ذلك تستمر الدورانات بالتصاعد و التقاقم. ينتج عن هذا السلوك زيادة باضطراد لدورانات المفاصل اللدنة باتجاه واحد. من أجل زلزال ذو مدة طويلة، يمكن أن تكون الدورانات كبيرة جدا و يمكن أن تتجاوز الحركة الرأسية للطابق القيم القابلة للخدمة. يمكن تجنب هذا السلوك غير المرغوب إذا حققت المقاومات العزمية المحتملة للجائز العلاقة التالية:

### ● مقاومة القص (Shear Strength)

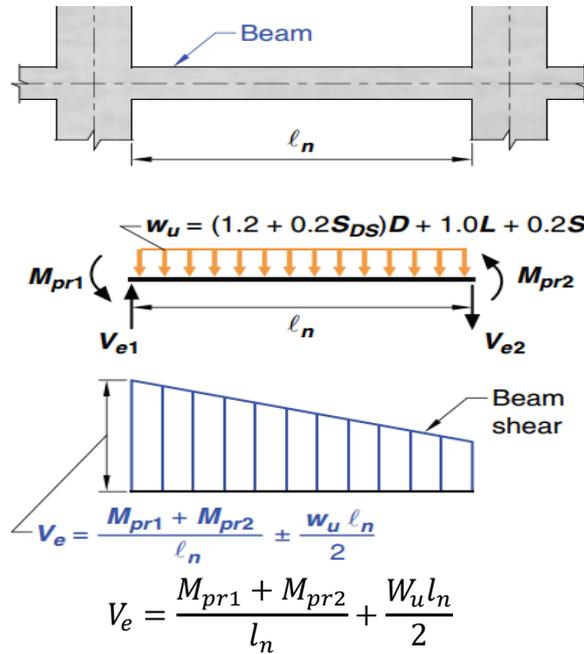
ما لم تمتلك الكمرة مقاومة للعزم و التي تصل إلى 3 أو 4مرات من العزم التصميمي ، ينبغي افتراض أنها سوف تخضع للانحناء في حالة حدوث زلزال كبير. يجب اختيار قوة القص التصميمية بحيث تكون قريبة جدا لأقصى قص قد يتطور في العنصر. ولذلك، فإن مقاومة القص المطلوبة لعناصر الإطار مرتبطة بقوى الانحناء للعنصر المصمم بدلاً من قوى القص المصعدة المشار إليها بواسطة تحليل الحمل الجانبي. نظراً لأن مقاومة الخضوع الفعلية للتسليح الطولي قد تتجاوز مقاومة الخضوع المحددة ولأن تصلب الانفعال من المرجح أن يحدث في مفصل معرض لدورانات كبيرة، يتم تحديد مقاومة القص باستخدام اجهاد لا يقل عن 1.25 في التسليح الطولي. أثبتت الدراسات التجريبية للعناصر الخرسانية المسلحة المعرضة للتحميل الدوري أنه يلزم المزيد من تسليح القص لضمان انهيار الانحناء إذا تعرض العنصر للازاحات الغير خطية التبادلية مما لو تم تحميل العنصر في اتجاه واحد فقط: الزيادة اللازمة من تسليح القص يكون أعلى في حالة عدم وجود حمولة محورية. يعتبر التحفظ الإضافي على القص ضروريا في الأماكن التي من المحتمل ان يحدث فيها مفصل انحناء. ومع ذلك، لا ينبغي أن تفسر هذه الحيلة، المختارة ببساطتها النسبية، على أنها تعني أنه لا توجد حاجة إلى الخرسانة لمقاومة القص. على العكس من ذلك، قد يقال إن النواة الخرسانية تقاوم كل القص مع تسليح القص (العرضي). حيث تلعب النواة الخرسانية المحصورة دورا مهما في سلوك الجسر.

### ● القص التصميمي للجائز (Design Shear for Beam)

تركيب الحمل العرضي الحاكم هو:

$$1.2D + Ev + (1.0 \text{ or } 0.5)L + 0.2S$$

يظهر الشكل ادناه شروط تحديد القص من أجل التحميل في جهة ما. يجب إعادة العملية عن طريق التحميل بالاتجاه المعاكس للحصول على مغلف القص المستخدم للتصميم.

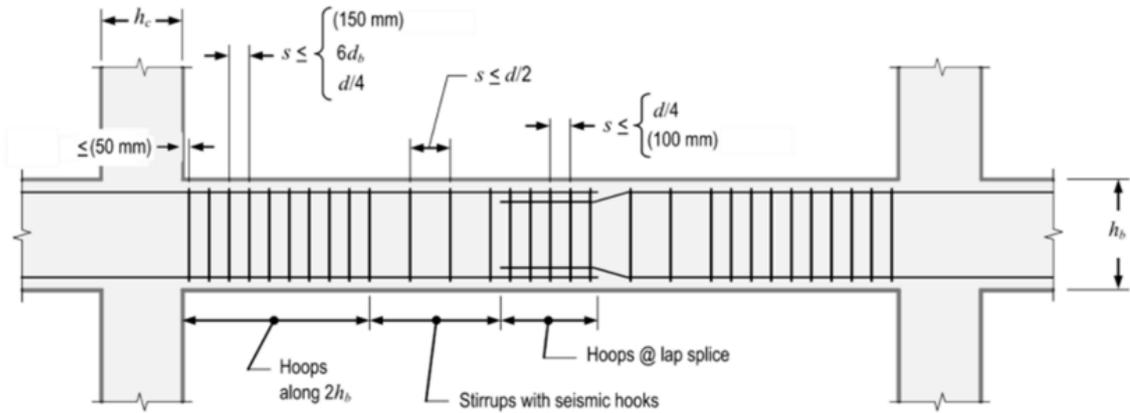


لا تسعى قوى القص الناتجة عن تشكل مفاصل لدنة عند طرفي جائز نوعي من إطار عزمي خاص إلى الصفر عند منتصف المجال (على العكس مما هو الحال عادة في الجائز الخاضع لقوى الثقالة فقط). و بالتالي لمعظم الجوائز في الإطار العزمي الخاص طلبات قص غير متعاكسة (Non-reversing Shear Demands) على كامل طول الجائز (أي أن مخطط القص بجهة واحدة).

إذا تعاكس مخطط القص على طول المجاز، فستتشكل في الجائز على الأغلب مفاصل لدنة غير متعاكسة (Plastic Hinges) (Non-reversing) أي سيزداد دوران المفصل في أحد الاتجاهات باضطراد حتى الانهيار.

التسليح العرضي للجوائز (Transfer reinforcement)

تطوق الأساور أو الكانات المغلقة (Hoop) كامل المقطع العرضي للجوائز. الأهداف المرجوة من استخدام الكانات المغلقة هي: تطويق الخرسانة، و تقييد القضبان الطولية ضد التحنيب، و تحسين التماسك بين قضبان التسليح و الخرسانة، و حصر وصلات التراكب (Lap Splices) في حال وجودها، و مقاومة القص. تكون عادة الأساور من نوع Stirrups غير مغلقة و تستخدم في الأماكن التي يلزم فيها فقط مقاومة القص.

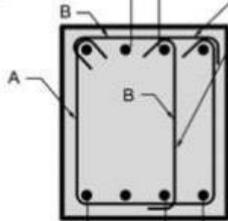


يفضل غالباً في الجوائز استخدام الأساور غير المغلقة (Stirrups) و الشناكل (Crossties) بدلاً من الأساور المغلقة (Hoops) لسهولة التنفيذ و الإنشاء. يسمح لنا تبني هذا الترتيب بتركيب التسليح العلوي الطولي للجوائز في الموقع و من ثم يتبع بتركيب الشناكل.

يجب أن تكون العكفات ذات 90° للشناكل المتتالية و المقيدة لنفس قضبان التسليح الطولي بجهات متعكسة على امتداد الجوائز

Consecutive crossties engaging the same longitudinal bars shall have their 90° hooks on opposite sides.

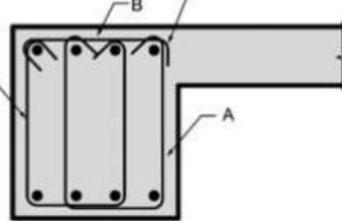
صافي ≤ (150 mm) clear



Maximum spacing between bars restrained by legs of hoops or crossties shall be = (360 mm).

يجب دوماً وضع عكفة الـ 90° من جهة البلاطة

Place 90° hook shall be placed near slab at spandrel condition



6d\_b ≥ (75 mm) extension

امتداد

Stirrup

Detail A

6d\_b extension

امتداد

Crosstie

6d\_b extension

امتداد

Detail B

يجب أن لا يتجاوز التباعد الأعظمي بين مراكز القضبان المقيدة بأفرع أساور أو شناكل القيمة 36cm

● متطلبات الكود الأمريكي (ACI 318-19) لجسور الاطارات العزمية الخاصة

18.6 - كمرات الإطارات العزمية الخاصة

18.6—Beams of special moment frames

18.6.2 Dimensional limits

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

- (a) Clear span  $\ell_n$  shall be at least  $4d$
- (b) Width  $b_w$  shall be at least the lesser of  $0.3h$  and  $250$  mm
- (c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of  $c_2$  and  $0.75c_1$ .

18.6.2 حدود الأبعاد

18.6.2.1 يجب أن تستوفي الكمرات من (أ) إلى (ج):

يجب أن يكون البحر الصافي على الأقل  $4d$

يجب أن يكون العرض  $b_w$  الأقل من  $0.3h$  و  $25$  سم.

يجب ألا يتجاوز عرض الكمرة الساقطة خارج عرض العمود الداعم على كل جانب أقل من  $C_2$  و  $0.75 C_1$

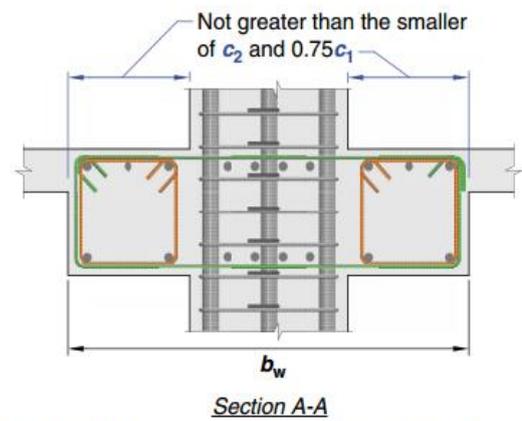
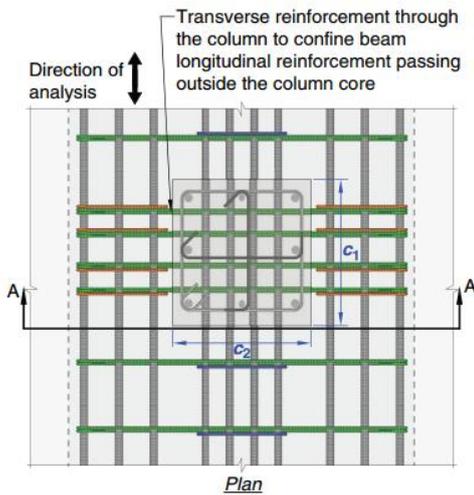


Fig. R18.6.2—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.

18.6.3 Longitudinal reinforcement

18.6.3 التسليح الطولي

18.6.3.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2, and the reinforcement ratio  $\rho$  shall not exceed 0.025 for Grade 420 reinforcement and 0.02 for Grade 550 reinforcement.

18.6.3.1 يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. في أي مقطع، بالنسبة للتسليح العلوي وكذلك التسليح السفلي، يجب أن تكون كمية التسليح على الأقل التي يتطلبها 9.6.1.2 وأن لا تزيد نسبة التسليح عن 0.025.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

18.6.3.2 مقاومة العزم الموجب على وجه العقدة يجب ألا تقل عن نصف مقاومة العزم السالب عند نفس العقدة. ايضاً يجب أن يكون مقاومة العزم الموجب والسالب عند أي قطاع على طول العنصر تساوي على الأقل ربع مقاومة العزم القصوى عند أي وجه لأي عقدة.

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of  $d/4$  and 100 mm.

Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

- (a) Within the joints
- (b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
- (c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

**18.6.3.3** يسمح بتوصيلات المتداخلة من التسليح الطولي المحلزن إذا تم توفير الطوق أو التسليح الحلزوني على طول التداخل يجب ألا يزيد

التباعد بين التسليح العرضي المغلق لأسياخ التوصيل المتداخل الأقل من  $d/4$  و 10سم. لا يسمح باستخدام توصيلات التداخل في المواقع من

(أ) إلى (ج):

(أ) داخل المفصل

(ب) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمره من وجه المفصل

(ج) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمره من المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للإزاحة الجانبية الى بعد مجال السلوك

المرن

#### 18.6.4 Transverse reinforcement

#### 18.6.4 التسليح العرضي

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

- (a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
- (b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

**18.6.4.1** يجب توفير اطواق (Hoops) في المناطق التالية من الكمره:

(أ) على طول يساوى ضعف عمق الكمره المقاسة من وجه العمود الداعم نحو منتصف البحر، على طرفي الكمره

(ب) على أطوال مساوية لمرتين من عمق الكمره على جانبي المقطع حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للإزاحة الجانبية إلى ما بعد مجال

السلوك المرن.

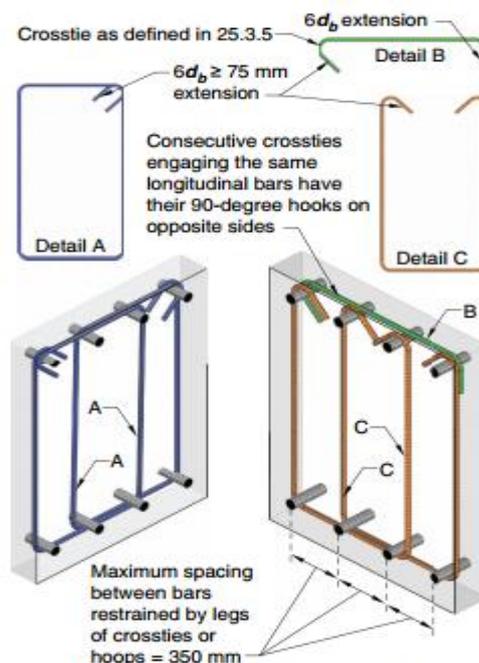


Fig. R18.6.4— Examples of overlapping hoops and illustration of limit on maximum horizontal spacing of supported longitudinal bars.

18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

18.6.4.2 عندما تكون الاطواق مطلوبة ، يجب أن تكون أسياخ التسليح الرئيسية الطولية الأقرب إلى الشد وأوجه الضغط ذات دعم جانبي وفقاً لـ 25.7.2.3 و 25.7.2.4 . يجب ألا يتجاوز التباعد بين أسياخ التسليح الانحناء المدعومة بشكل عكسي 350 mm. لا يحتاج تسليح التغطية المطلوبة من 9.7.2.3 تدعيم جانبي.

18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the crossties are confined by a slab on only one side of the beam, the 90-degree hooks of the crossties shall be placed on that side.

18.6.4.3 يسمح بعمل الاطواق الموجودة في الكمرات من قطعتين من التسليح: كانات تمتلك عكفات زلزالية في كلا الطرفين وتغلق بواسطة روابط . يجب أن يكون للروابط المتتالية التي تشترك في نفس السبخ الطولي خطافات 90 درجة في الجوانب المقابلة لعنصر الانحناء . إذا كانت أسياخ التسليح الطولية المتضمنة بروابط محصورة ببلاطة على جانب واحد فقط من الكمرة، فيتم عمل عكفات ب 90 درجة على هذا الجانب.

18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (d):

(a)  $d/4$

(b) 150 mm

(c) For Grade 420,  $6d_b$  of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement.

(d) For Grade 550,  $5d_b$  of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement required.

18.6.4.4 يجب ألا يكون الطوق الأول على مسافة أكبر 50مم من وجه العمود الداعم. يجب ألا يتجاوز تباعد الأطواق الأقل من (أ) إلى (د)

(أ)  $d/4$

(ب) 150مم

(ج) لحديد تسليح بإجهاد خضوع  $6d_b$  ، 420 من أصغر سبخ تسليح للانحناء الرئيسي باستثناء التسليح الطولي للتغطية المطلوبة في 3، 2، 1، 9.

(د) لحديد تسليح بإجهاد خضوع  $5d_b$  ، 550 من أصغر سبخ تسليح للانحناء الرئيسي باستثناء التسليح الطولي للتغطية المطلوبة في 2، 1، 9، 3.

18.6.4.5 Where hoops are required, they shall be designed to resist shear according to 18.6.5.

18.6.4.5 عندما تكون الاطواق مطلوبة ، يتم تصميمها لمقاومة القص وفقاً لـ 18.6.5.

18.6.4.6 Where hoops are not required, stirrups with seismic hooks at both ends shall be spaced at a distance not more than  $d/2$  throughout the length of the beam.

18.6.4.6 عندما لا تكون هناك حاجة للأطواق، يجب وضع الكانات (ذات خطافات زلزالية عند كلا الطرفين) على مسافة لا تزيد عن  $d/2$  خلال طول الكمرة.

18.6.4.7 In beams having factored axial compressive force exceeding  $A_g f_c' / 10$ , hoops satisfying 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided along lengths given in 18.6.4.1. Along the remaining length, hoops satisfying 18.7.5.2 shall have spacing  $s$  not exceeding the least of 150 mm,  $6d_b$  of the smallest Grade 420 enclosed longitudinal beam bar, and  $5d_b$  of the smallest Grade 550 enclosed longitudinal beam bar. Where concrete cover over transverse reinforcement exceeds 100 mm, additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100 mm and spacing not exceeding 300 mm shall be provided.

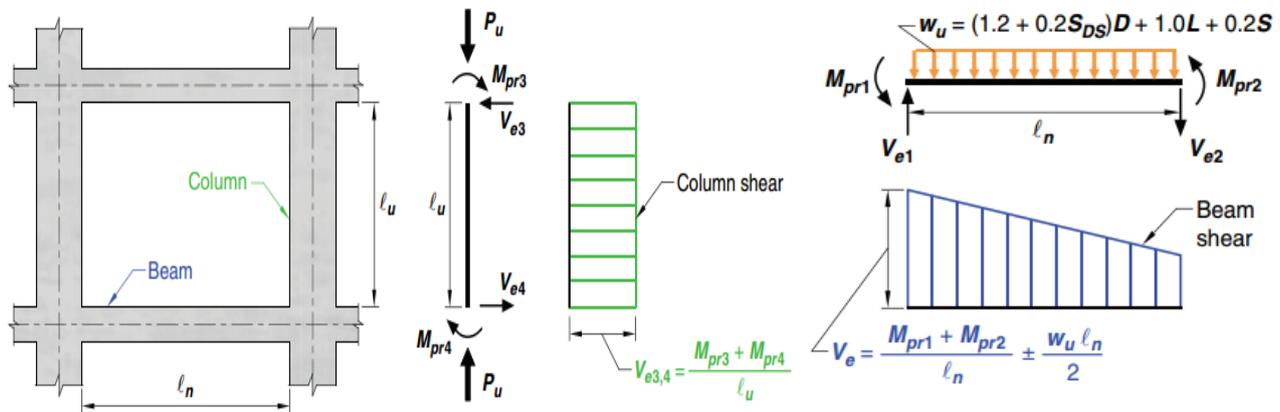
في الكمرات التي لها قوة ضغط محورية مصعده تتجاوز  $A_g f_c' / 10$ ، يجب توفير اطواق التي تلي 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 على طول المعطى في 18.6.4.1 على طول المتبقي، يجب أن تكون الاطواق التي تستوفي 18.7.5.2 على مسافات لا تزيد عن ستة أضعاف قطر أصغر الأسياخ الطولية للكمرة. 150 mm حيث لا يتجاوز الغطاء الخرساني عبر التسليح العرضي 100mm وتسليح عرضي إضافي لا تزيد عن 100mm ويتم توفير مسافة لا تتجاوز 300 mm .

### 18.6.5 Shear strength

### 18.6.5 مقاومة القص

18.6.5.1 The design shear force  $V_e$  shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength,  $M_{pr}$ , act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored gravity and vertical earthquake loads along its span.

18.6.5.1 القوى التصميمية - يتم حساب قوة القص التصميمية  $V_e$  من اعتبار القوى على جزء الكمرة بين وجوه المفاصل. يجب افتراض أن العزوم عكس الإشارة التي تقابل مقاومة الانحناء المحتملة،  $M_{pr}$  تأثر على أوجه المفصل وأن الكمرة تكون محملة بحمولة رأسية مصعده على امتداد أطوالها. الشروط الموصوفة في البند موضحة في الشكل ادناه. ينص الكود العام للمباني على اخذ التأثير الرأسي للزلزال بعين الاعتبار. فمثلا، يتطلب الكود ASCE/SEI 7 اخذ نسبة من التأثير الرأسي للزلزال مقدارها  $0.2 S$ .



يعتمد اتجاه قوة القص  $V_e$  على المقادير النسبية للأحمال الراسية والقص الناتجة عن العزوم الطرفية. العزوم النهائية  $M_{pr}$  على أساس إجهاد الشد للحديد  $f_y$  حيث  $f_y$  هي مقاومة الخضوع المحددة (يجب النظر في كلا العزوم النهائية في كلا الاتجاهين ، باتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة). يجب ان لا يكون العزم النهائي  $M_{pr}$  للأعمدة أكبر من العزوم التي يولدها  $M_{pr}$  لكمرات الاطار في مفاصل (كمرة - عمود). لا ينبغي أن يكون  $V_e$  أقل مما هو مطلوب من خلال تحليل المنشأ.

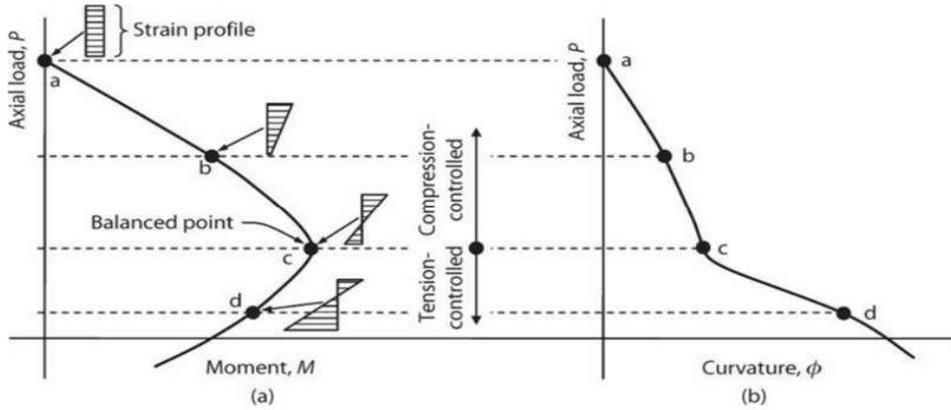
### 18.6.5.2 التسليح العرضي:

يجب تصميم التسليح العرضي على امتداد الأطوال المحددة في 18.6.4.1 لمقاومة القص بافتراض  $V_c = 0$  عند حدوث كل من (أ) و (ب):  
 (أ) تمثل قوة القص الناتجة من الزلزال والمحسوبة وفقاً لـ 18.6.5.1 على الأقل نصف مقاومة القص القصوى المطلوبة ضمن تلك الأطوال.  
 (ب) قوة الضغط المحورية المصعده  $P_u$  بما في ذلك تأثير الزلزال أقل من  $A_g f_c' / 20$

## أعمدة الإطارات الخاصة (Columns of Special Moment Resisting Frames)

### السلوك الانحنائي للمقاطع المحملة محورياً (Flexural Behavior of Sections with Axial Load)

كما في الجسور، فإن العلاقة بين العزم والتفوس للعمود تعتمد على شكل المقطع، وخصائص مواد الخرسانة وحديد التسليح، وكمية التسليح الطولي وتوزيعه، وكمية وشكل التسليح العرضي. بالإضافة إلى ذلك، يتأثر بشكل كبير بالحمل المحوري. الشكل (1) يوضح تأثير الحمل المحوري على مقطع متمائل.



Internal strains and corresponding axial load, moment, and curvature in a column

تحت حمولة محورية تساوي الصفر، تبدأ الاستجابة غير الخطية بخضوع التسليح الطولي، متبوعاً باستجابة انحنائية مطيلة (Ductile) نسبياً حتى تصل الخرسانة المضغوطة إلى قدرتها القصوى على الانفعال.

مع زيادة الحمل المحوري، يلزم وجود منطقة ضغط أكبر للحفاظ على اتزان القوة المحورية. لذلك، فإن التفوس، المحدد بواسطة نسبة انفعال الضغط الخرسانى المسموح إلى عمق المحور المحايد، يتناقص مع زيادة الحمل المحوري.

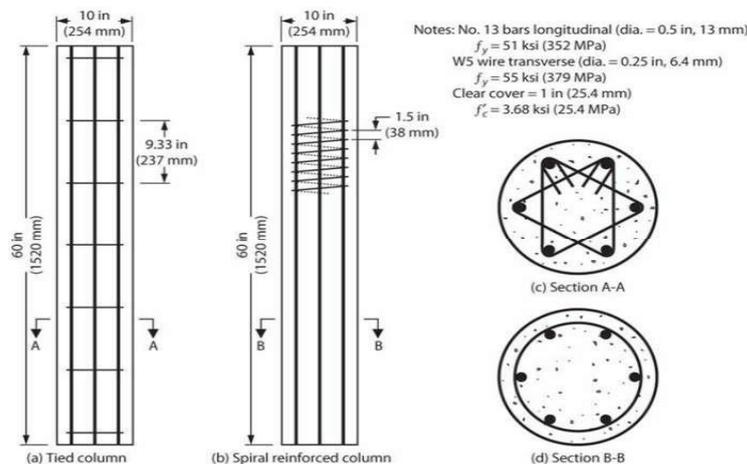
ينخفض انفعال (Tensile Strain) حديد التسليح الطولي مع زيادة الحمل المحوري. عند حمل محوري متعادل (Balanced)، يخضع حديد تسليح الشد الطولي في نفس الوقت مع وصول انفعال الخرسانة الحد المسموح به. بالنسبة للأحمال المحورية أسفل نقطة التعادل، يكون الشد هو المتحكم في المقطع العرضي وتكون المقاومة محدودة بشكل أساسي بمقاومة التسليح الطولي للشد. بالنسبة للأحمال المحورية فوق نقطة التعادل، يكون الضغط هو المتحكم في المقطع العرضي وتكون المقاومة محدودة بشكل أساسي بمقاومة منطقة الضغط. تحدد النقطة المتوازنة الحمل المحوري المقابل لمقاومة العزم القصوى.

تستمر قدرة المقطع على التفوس في الانخفاض مع زيادة الحمل المحوري، لتصل في النهاية إلى الصفر عند أقصى حمل محوري.

### سلوك الأعمدة والية الانهيار

نبدأ دراستنا للمقاطع المحملة محورياً من خلال مراجعة نتائج الاختبار لعمودين يخضعان لتحميل يمثل ضغط محوري حتى الانهيار. للعمودين مقاطع دائرية متطابقة في القطر ولها أطوال غير مقيدة وخصائص المواد كما في الشكل (2).

الفرق الأساسي بين العمودين هو التسليح العرضي (Transverse Reinforcement). يحتوي أحد الأعمدة على مجموعتين من الروابط المثلثية (Triangular Ties)، كل حلقة (Hoop) تستخدم لتقييد وتثبيت ستة قضبان طولية، مع تباعد طولي يساوي تقريباً قطر العمود (على النحو المسموح به في العديد من اكواد البناء للأعمدة في المباني المخصصة لفئات تصميم منخفضة الزلازل والمعرضة لإجهادات قص خفيفة). العمود الآخر يحتوي على تسليح حلزوني ذات تباعدات قريبة.

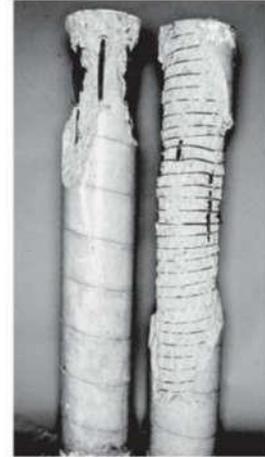
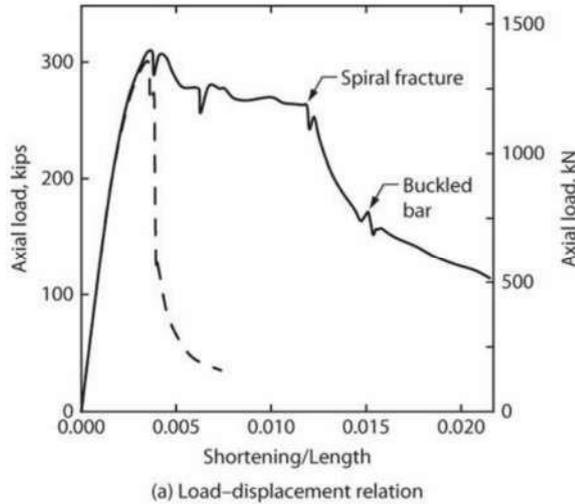


تم اختبار الأعمدة بتسليط ضغط محوري مركزي (Concentric Axial Compression) بمعدل تحميل بطيء، و المنحنى في الشكل (3a) يوضح العلاقة بين الحمل والإزاحة. نلاحظ تكوّن شقوق انفصالية (Splitting Cracks) عمودية على كلا العمودين بالقرب من أعلى العمود عند قوة محورية بلغت (1300 KN).

في العمود ذات الاطواق المثبتة، يتطور التشقق إلى تشظٍ موضعي لغطاء الخرسانة، ثم انبعاج التسليح الطولي، مع انخفاض سريع في الحمل المحوري. في العمود الحلزوني، يمتد التشقق إلى مسافة أبعد على طول ارتفاع العمود، مع امتداد تشظي الغطاء على مسافة ثلاثة أرباع ارتفاع العمود.

مع زيادة التشوهات، يستمر اللب الخرساني المحصور (Confined Core) والقضبان الطولية المستقرة (Longitudinal Bars Stable) في مقاومة الحمل المحوري والذي يساوي تقريباً حمل الانفصال الأولي (Initial Splitting Load).

يظل العمود مستقرًا حتى تمزق (Fracture) التسليح الحلزوني، الامر الذي يؤدي إلى انبعاج التسليح الطولي وانخفاض المقاومة المحورية. يوضح الشكل (3-b) الحالة النهائية للأعمدة المختبرة.



وتجدر الإشارة إلى الاختلافات الواضحة في سلوك العمودين. في حين أن العمود المقيد (Tied) يستند قدرته على تحمل الأحمال بمجرد أن يبدأ الفشل بمعدل اسرع، يظل العمود الحلزوني عنصرًا حيويًا في نقل الأحمال خلال الإزاحات الكبيرة نسبيًا. حتى بعد تمزق التسليح الحلزوني، يكون انهيار العمود الحلزوني بمعدل تدريجي.

#### • تصميم العمود و تفاصيل التسليح

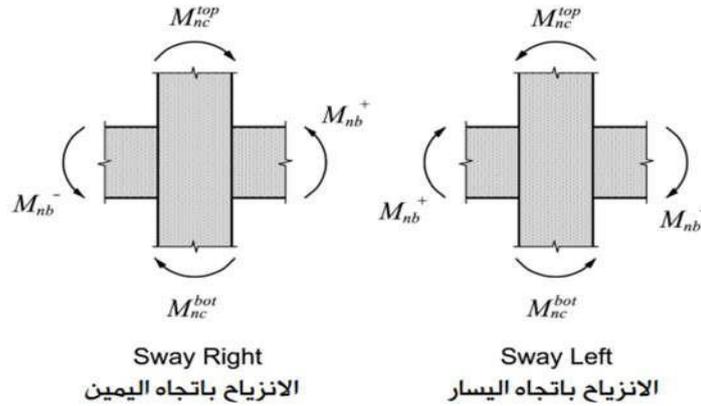
##### ▪ الأبعاد الأولية (Preliminary Sizing) للمقطع العرضي للعمود

- يمكن التحكم بأبعاد المقطع العرضي للعمود عن طريق أحد المتطلبات المتنوعة التالية:
- تحدد متطلبات الإرساء و القص لعقدة العمود مع الجائز أبعاد العقدة اللازمة و بالتالي يمكن أن تفرض علينا هذه المتطلبات الأبعاد اللازمة للمقطع العرضي للعمود.
- يجب أن تكون مقاومة العمود كافية لتحقيق متطلبات العمود القوي و الجائز الضعيف.
- يجب على المقطع العرضي للعمود أن يؤمن مقاومة انعطاف مركب مع قوة محورية باستخدام نسب تسليح طولية ضمن الحدود التي تساعد على سهولة التنفيذ. يفضل أن تكون نسب التسليح ضمن المجال من % ١ إلى % ٣ .
- يمكن أن يكون أداء الأعمدة المحملة بحمل محوري  $P_u \leq 0.3A_g f_c$  أفضل مع استخدام تفاصيل تسليح عرضي أقل تعقيدًا مما ينعكس إيجاباً على سهولة الإنشاء و التنفيذ.
- يجب أن تكون مقاومة القص للأعمدة كافية لمقاومة الطلبات المترافقة مع خضوع نهايات الجوائز على الانعطاف.
- يجب أن تتوافق أبعاد المقطع العرضي للعمود مع متطلبات و اشتراطات الأبعاد التوجيهية المعطاة سابقاً.

التسليح الطولي ومقاومة الانعطاف مع القوى المحورية

من اجل دفع المفاصل اللدنة المتكونة في الكمرات للوصول الى آلية جسر ضعيف - عمود قوي (weak beam - strong column) ، يجب ان تتجاوز مقاومة الانحناء للأعمدة مقاومة الانحناء للجسور. ولهذا السبب يتطلب كود البناء الأمريكي 318ACI ان يكون مجموع العزوم التصميمية للأعمدة اكبر بنسبة 20% من مجموع العزوم التصميمية للكمرات لنفس العقدة.

To force the plastic hinges in the beams to achieve a weak beam-strong column mechanism, the flexural strength of the columns must exceed the flexural strength of the beams. For this reason, ACI 318 requires that the summation of the design moments of columns be 20 percent larger than the summation of the design moments of the girders meeting at the same joint.



$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$$\rightarrow M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot} = 1.2(M_{nb}^{top} + M_{nb}^{bot})$$

حيث:

$\sum M_{nc}$  = sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint

$\sum M_{nb}$  = sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint

$\sum M_{nc}$  = مجموع مقاومة العزوم القصوى للأعمدة عند منطقة اتصال العمود بالكمرة محسوبة عند وجه العمود باستخدام قيمة الحمل المحوري الذي يعطي اقل مقاومة عزوم .

$\sum M_{nb}$  = مجموع مقاومة العزوم القصوى للكمرات عند منطقة اتصال العمود بالكمرة محسوبة عند وجه العمود.

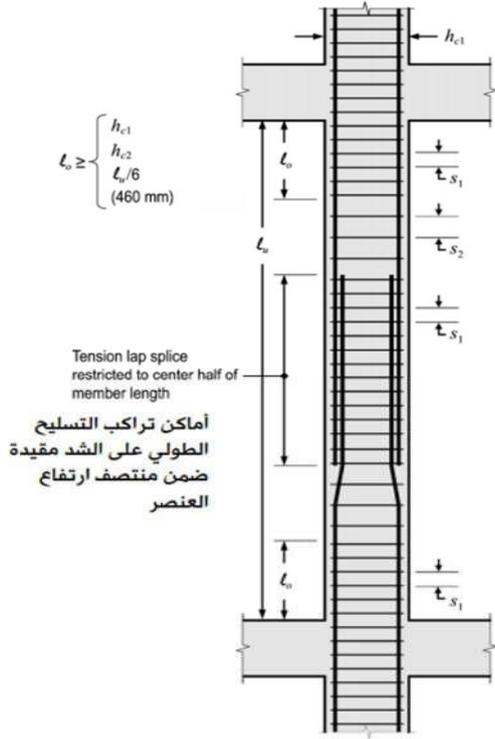
أقل مقاومة انحناء للأعمدة

إن الغرض من المعادلة السابقة هو تقليل احتمالية حصول خضوع في الأعمدة والتي تعتبر اهم جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية. إذا لم تكن الأعمدة أقوى من الكمرات المكونة لنفس الاطار، فهناك احتمال متزايد للأداء الغير مرن. و في أسوأ حالة للأعمدة الضعيفة، يمكن أن يحدث خضوع الانحناء عند طرفي جميع الأعمدة في طابق معين ، مما يؤدي إلى آلية فشل العمود و التي يمكن أن تؤدي إلى الانهيار. في المعادلة السابقة يتم حساب المقاومة الاسمية للكمرات والأعمدة عند اوجه المفصل، وتُقارن المقاومة تلك مباشرة باستخدام نفس المعادلة . من متطلبات كود عام 1995 وما قبله أن تقارن المقاومة التصميمية في مركز المفصل، حيث تنتج عادة نتائج متشابهة ولكن مع جهد حسابي إضافي. عند تحديد مقاومة العزم الاسمية لمقطع الكمرة في الانحناء السالب (أعلى الشد)، فإن التسليح الطولي المتضمن ضمن عرض الجزء العلوي (Flange) المتصل مع البلاطة والتي تعمل بشكل متجانس مع الجسر ، يزيد من مقاومة الجسر. إذا كانت المعادلة لا تحقق الشرط ، في هذه الحالة يتطلب الكود أن يتم تجاهل او اهمال أي مساهمة إيجابية للعمود أو الأعمدة المعنية والتي تساهم في المقاومة الجانبية (Lateral Strength) وصلابة المنشأ (Structure Stiffness of the) ، في المقابل يجب عدم التعامل مع اهمال صلابة تلك الأعمدة كمبرر لتقليل القص القاعدي التصميمي. وملاحظة انه إذا أدى إدراج هذه الأعمدة في النموذج التحليلي للمبنى إلى زيادة في التأثيرات الالتوائية، فيجب اعتبار الزيادة كما هو مطلوب في كود البناء العام. علاوة على ذلك، يجب تزويد العمود بتسليح عرضي لزيادة مقاومته لقوى القص والقوى المحورية.

تسليح القص والتطويق (Confinement Reinforcement)

يلزم التسليح العرضي للأعمدة من أجل:

- تطويق و حصر الخرسانة.
- تأمين سند جانبي للتسليح الطولي ضد التحنيب.
- تطويق و حصر مناطق تراكب التسليح الطولي (Lap Splices).
- تأمين مقاومة القص اللازمة.



$$s_1 \leq \begin{cases} \min h_{c1}/4, h_{c2}/4 \\ 6d_b \\ s_o \\ \text{as required for shear} \end{cases}$$

كما هو لازم لمقاومة القص

$$s_2 \leq \begin{cases} 6d_b \\ (150 \text{ mm}) \\ \text{as required for shear} \end{cases}$$

كما هو لازم لمقاومة القص

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \text{ mm}$$

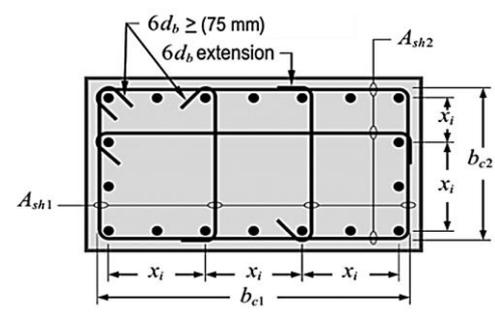
$$\geq (100 \text{ mm})$$

$$\leq (150 \text{ mm})$$

- أكبر قيمة للبعد  $h_x$  مقاساً حول محيط العمود، حيث  $X_i$  البعد من خط المركز إلى خط المركز للقضبان الطولية المسنودة بأفرع أساور أو شناكل تؤخذ خطوة التسليح العرضي على طول الارتفاع  $l_o$  مساويةً على الأكثر إلى  $1s$  وبحيث تحقق كمية التسليح العرضي الاشتراطات المذكورة في الجدول المبين أدناه .
- تعتمد خطوة التسليح العرضي على كامل ارتفاع العمود مساويةً على الأكثر إلى  $1s$  في حال سند العمود لعناصر أكثر قساوة و غير مستمرة.
- مسافة التغطية العظمى،  $cm10$  إلا إذا تم تزويد العمود بتسليح عرضي إضافي بتغطية  $cm10$  على الأكثر و تباعد  $cm30$  على الأكثر.
- التسليح العرضي اللازم على طول المسافة  $l_o$  : من أجل المقاطع العرضية المستطيلة، تحدد مساحة المقطع العرضي لجميع أفرع التسليح العرضي و في كل جهة رئيسية للمقطع بحيث لا تقل عن القيمة المحددة من المعادلات المبينة أدناه.

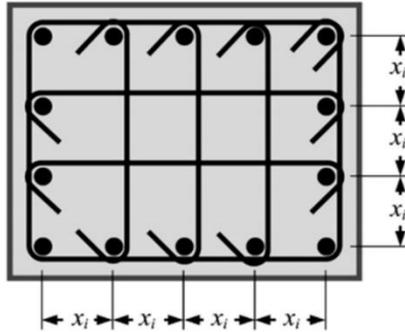
Conditions	Applicable Equations	
$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq (70 \text{ MPa})$	(a) and (b)	$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > (70 \text{ MPa})$	(a), (b), and (c)	$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
		$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)

تعرف المتغيرات  $k_f$  و  $k_n$  في المعادلة (c) بالعلاقات التالية:  
 $k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$  (MPa)  
 $k_n = \frac{n_f}{n_f - 2}$   
 عدد قضبان التسليح أو رزم القضبان (Bar Bundles) على محيط مقطع العمود و المسنودة جانبياً بزواوية إسواره مغلقة أو بعكفة زلزالية (Seismic Hook).



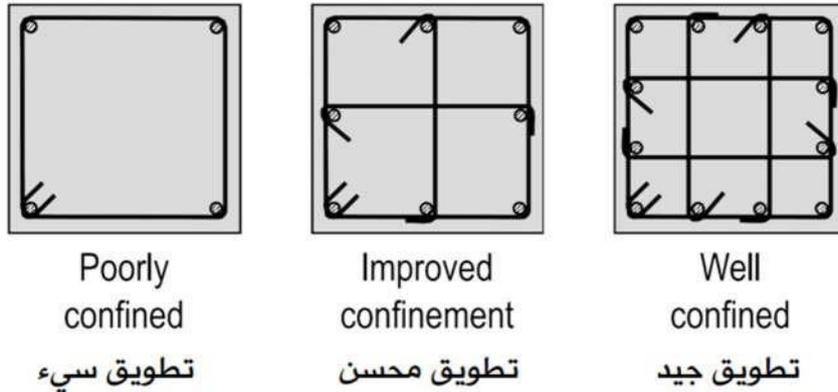
(a)  $P_u \leq 0.3A_g F_c$  and  $F_c \leq 70 \text{ MPa}$

- يجب تأمين سند جانبي لكل قضيب موجود في زاوية المقطع و من ثم لكل قضيب طولي بالتناوب.
- يجب أن لا يتعد أي قضيب غير مسنود جانبياً بمسافة صافية أكثر من 15cm عن قضيب طولي مسنود جانبياً.
- يجب أن تكون عكفات الـ 90° للشناكل الزلزالية المتعاقبة باتجاهات متعاكسة حول المحيط و على كامل ارتفاع العمود.
- يجب أن لا يتجاوز البعد  $x_i$  من خط المركز (Centerline) إلى خط المركز للقضبان المسنودة المسافة 36cm.



(a)  $P_U \leq 0.3A_gF_c$  and  $F_c \leq 70MP$

- يجب تأمين سند جانبي لكل قضيب تسليح طولي حول محيط نواة العمود (Column Core) عن طريقة زاوية إسواره مغلقة أو عكفه زلزالية.
- يجب أن لا يتجاوز البعد  $x_i$  من خط المركز إلى خط المركز للقضبان المسنودة المسافة 20cm.



- على الرغم من سماح الكود 318ACI باستخدام إسواره محيطية مغلقة مفردة من دون شناكل من أجل الأعمدة ذات المقاطع العرضية الصغيرة، إلا أنه لا ينصح باعتمادها نظراً لفعالية التطويق الضعيفة لها.
- يجب تشكيل الأساور المغلقة و الشناكل للمقطع العرضي للأعمدة باستخدام ثلاثة أفرع على الأقل مقيدة للقضبان الطولية باتجاه كل وجه من أوجه المقطع العرضي للعمود، كما هو مبين أعلاه في التطويق

## • متطلبات الكود الأمريكي 19- ACI318 لأعمدة الاطارات العزمية الخاصة

## 18.7.2 حدود الأبعاد

18.7.2.1 يجب أن تحقق الأعمدة ما يلي (أ) و (ب):

- (أ) أقصر بعد للمقطع العرضي، يقاس على خط مستقيم يمر عبر المركز الهندسي، يجب أن يكون على الأقل 300mm.  
 (ب) تكون نسبة بعد المقطع العرضي إلى البعد العمودي عليها على الأقل 4.0 .

## 18.7.3.2 يجب ان تحقق مقاومة الانحناء للأعمدة التالي :

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

## 4.7.18 التسليح الطولي

18.7.4.1 يجب أن تكون مساحة التسليح الطولي Ast على الأقل 01.0 Ag ويجب ألا تتجاوز 0.06 Ag

18.7.4.2 في الأعمدة ذات الاطواق الدائرية ، يجب أن يكون هناك ستة أسياخ طولية على الأقل.

18.7.4.3 على الارتفاع الصافي للعمود ، يتم اختيار التسليح الطولي بحيث يحقق  $1.25 l_d \leq l_w/2$

## 18.7.5 التسليح العرضي

18.7.5.1 يجب ان يمتد من اعلى الاساس او البلاطة في اي دور حتى منسوب التسليح الافقي السفلي في العنصر المرتكز لأعلى على

طول مقداره ( $l_o$ ) . يجب أن يكون الطول  $l_o$  على الأقل الاكبر من

- عمق العمود عند وجه العقدة أو في المقطع الذي من المرجح أن يحدث فيه خضوع الانحناء.

- سدس الطول الصافي للعمود

- 450 mm

## 18.7.6 مقاومة القص

18.7.6.1 القوة التصميمية - تحسب قوة القص التصميمية  $V_e$  بالأخذ بالاعتبار أقصى قوى يمكن تولدها عند اوجه العقد نهاية العمود . يتم

حساب هذه القوى عند العقد باستخدام مقاومة الانحناء المحتملة القصوى  $M_{pr}$  ، عند كل نهاية للعمود المرتبط بمجال القوى المحورية المصعدة

$P_u$  المسلطة على العمود . لا يجب أن تتجاوز قوى القص للعمود تلك المحسوبة من مقاومة الانحناء المحتملة القصوى  $M_{pr}$  للكمرات الاطارية

عند نفس العقدة . يجب أن لا يكون  $V_e$  أقل من القص المصعد المحسوب عند تحليل المنشأ .

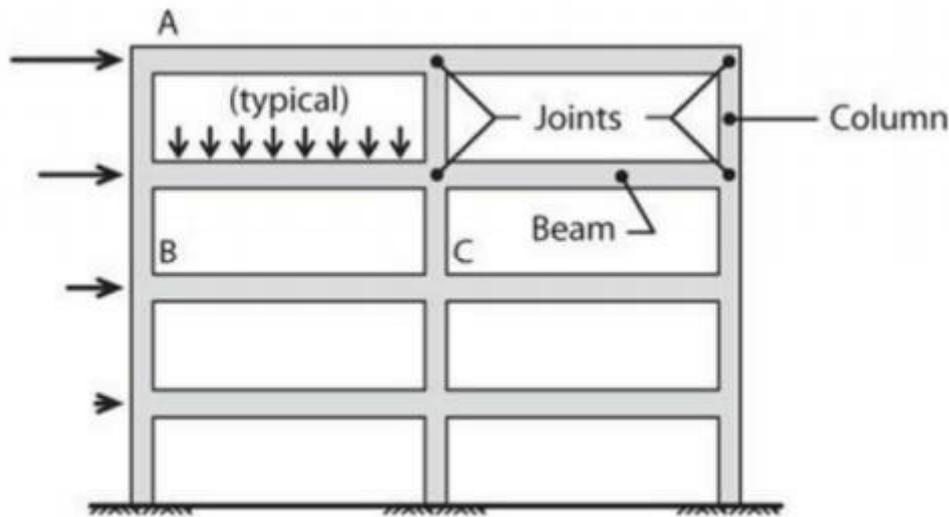
## عقد الإطارات الخاصة Joints of Special Moment Resisting Frames

### • مقدمة (Introduction)

تتكون الإطارات المقاومة للعزوم (Moment-resisting Frames) من جسور وأعمدة و عقد (Beam-Column Joints). تعرف عقدة (عمود-جائز) على أنها ذلك الجزء من العمود ضمن أعمق جزء من الكمرة المتصلة مع العمود. تتكون وصلة (عمود-جائز) من العقدة بالإضافة إلى أجزاء من الأعمدة والكمرات والبلاطة المجاورة للعقدة.

تسمح الوصلات بنقل القوى والعزوم بين الجوائز والأعمدة. في الإطارات المقاومة للزلازل، من الأهداف الرئيسية للتصميم أن تظل العقد مرنة (elastic) بشكل أساسي بينما تتشكل المفاصل اللدنة (plastic hinges) في أعضاء الإطارات المجاورة. يمكن أن يؤدي عمل التأطير إلى نقل قوى قص كبيرة نسبياً عبر العقد. في العديد من المباني تتحكم متطلبات التصميم للعقد في ابعاد وتسليح الجوائز والأعمدة المجاورة.

ومع ذلك، ينصب التركيز الرئيسي على الوصلات المطلوبة لمقاومة انعكاسات التشوه غير المرنة المرتبطة بالهزات الزلزالية القوية.



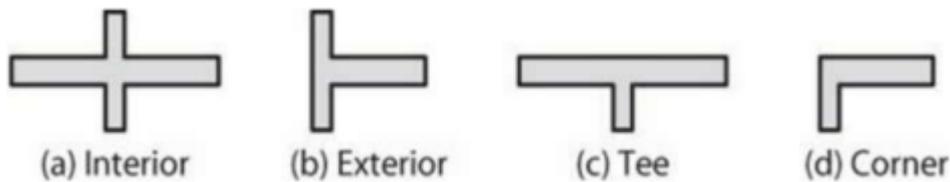
الشكل (١): اطار معرض لأحمال رأسية وجانبية

### • تصنيف العقد (Joint Classifications)

تصنف أنواع العقد حسب موضع الوصلة، نوع التحميل وتسليح العقد على النحو التالي:

#### ▪ موضع الوصلة (Connection Geometry)

تتكون العقد في عدة مواضع مختلفة كما هو موضح في الشكل ادناه. وتسمى حسب موضعها كالوصلات الداخلية، والوصلات الخارجية، وصلات على شكل حرف T او وصلات ركنية.



الشكل (٢): تصنيف الوصلة حسب موضعها

#### ▪ نوع التحميل (Loading Type)

يعتمد سلوك العقد على نوع التحميل. هناك نوعين من الوصلات بحسب تصنيف ACI 352 :

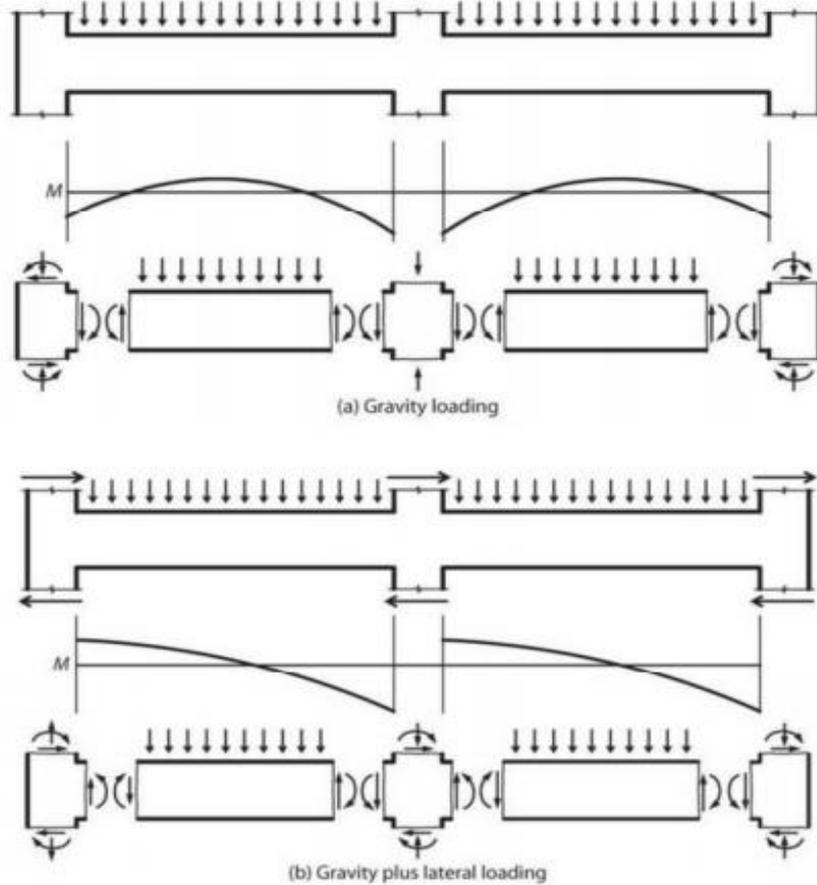
- النوع الأول حيث يتم تصميم الوصلة لمقاومة التحميل دون حدوث تشوه ملحوظ غير مرن.
- النوع الثاني حيث يتم تصميم الوصلة لمقاومة انعكاسات التشوه في النطاق غير المرن، ويستخدم هذا النوع من الوصلات في الاطارات المقاومة للزلازل.

تسليح العقدة (Joint Reinforcement)

في المناطق الزلزالية العالية، يتم تصميم العقد وذلك بإضافة تسليح عرضي- جانبي (Transverse) بالإضافة الى تسليح رأسي للعمود موزع بانتظام على محيط العقدة. يخدم هذا النوع من التسليح عدة امور، ابرزها حصر الخرسانة في منطقة العقد، وشد التسليح الطولي لتحسين الترابط ومنع الانبعاج ، ومقاومة القص المتولد في العقد. يسمى هذا النوع من العقد بالعقد المسلحة (Reinforced Joint).  
العقد الغير محتوية على تسليح عرضي (في المباني الغير مصممة لمقاومة القوى الزلزالية) تسمى بالعقد الغير مسلحة (Unreinforced Joint).

القوى على الوصلات (Forces in Beam-Column Connections)

تعتبر الوصلات مهمة لأداء الاطار ضد أحمال الجاذبية ، والأحمال الجانبية ، وحتى كليهما معا . على الرغم من ذلك، فإن الأحمال الجانبية هي التي تفرض متطلبات أكبر على العقد.



الشكل (3): مخطط العزوم و القوى الداخلية للإطارات الخرسانية

تنتج أحمال الجاذبية المنتظمة عزوم مماثلة لتلك الموضحة في الشكل (a3) هذه العزوم متوازنة أو شبه متوازنة عند الوصلات الداخلية. وبالتالي فإن الدور الرئيسي للعقدة الداخلية هو نقل القوى المحورية للعمود واجهاد الانحناء للجائز وقوى الانضغاط عبر العقدة. إذا كانت مقاومة الخرسانة الانضغاطية في العقدة مماثلة لتلك الموجودة في الجوائز والأعمدة المجاورة ، وإذا كان التسليح مستمرا خلال العقدة ، فستكون العقدة الداخلية قادرة على نقل هذه القوى دون اي جهد يذكر. في العقدة الخارجية ، عادةً تنتقل عزوم الجوائز إلى الأعمدة المجاورة من خلال العقدة. إذا تم تحميل العقدة فوق قدرتها و أصبحت غير قادرة على نقل كافة العزوم، فيمكن إعادة توزيع عزوم الجوائز الخارجية بأمان إلى العقدة الداخلية المجاورة. عادةً ما يكون الاعتبار الأكثر أهمية في الأداء هو حدوث تشقق في العقدة الخارجية تحت تأثير الأحمال التشغيلية. في المقابل، تنتج الأحمال الجانبية عزوم يجب نقلها بين الجوائز والأعمدة في جميع الوصلات ، الشكل (b3) اعلاه. يمكن أن ينتج عن عمليات نقل هذه العزوم جهودات قص عالية جدًا في العقد. وبالتالي ، فإن فحص وصيانة العقد مطلوب بشكل روتيني للإطارات المعرضة لأحمال جانبية.

• السلوك الزلزالي وانماط الانهيار للعقد المسلحة (Behavior of Beam-Column Joints with Transvers)

سوف نتناول في هذا الجزء سلوك الوصلات المحتوية على العقد الزلزالية المعرضة لدورات من التشوهات الغير مرنة (inelastic deformation cycles) والتي تمثل التحميل الزلزالي عند مستوى التصميم. يتم افتراض أن الاستجابة غير المرنة تحدث بسبب خضوع الانحناء في الجائز، إما عند وجه العقدة أو بعيداً عنها، وأن استجابة العقدة والعمود تكون بشكل اساسي في حدود النطاق المرن الخطي، كما هو الغرض من معظم أكواد البناء للإطارات المقاومة للزلازل. ولاستيعاب الموضوع بشكل اكبر لابد من التطرق الى السلوك الزلزالي وانماط الانهيار للإطارات الخرسانية المسلحة.

• السلوك الزلزالي للإطارات الخرسانية المسلحة

يعتبر تأمين حدوث تشوهات انعطاف غير مرنة (مفاصل لدنة، Plastic Hinges)، مع تأمين مقاومة جيدة على القص أكبر من المقاومة على الانعطاف هدف عند التصميم على الأحمال الزلزالية، لتجنب أنماط الانهيار المفاجئة الناجمة عن القص (Brittle Collapse)، ولقد بات معلوم أن التعامل مع الزلازل في الطور المرن غير اقتصادي، وغالبا ليس ضرورية حيث أن الكلفة الناتجة عن تأمين المقاومة المطلوبة لمثل هذه القوى باهظة جداً. يتم تصميم الجمل الإطارية لمقاومة القوى الجانبية باتخاذ الاعتبارات التي تؤمن أفضل أداء على الزلازل في أن تمتلك تلك الجمل مستوى محدد من المطاوعة يعمل على تخفيض القوى الزلزالية بسبب نشر الطاقة أثناء تشكل التشوهات الغير مرنة.

▪ مفهوم المطاوعة (Ductility Concept)

يعبر عن مفهوم المطاوعة وفق ما يلي:

مطاوعة المادة (التشوهات): إن قابلية المواد المكونة للعناصر الإنشائية الخرسانية المسلحة لإبداء تشوهات كبيرة دون خسارة هامة في مقاومتها تمثل المصدر الأساس للمطاوعة (تشكل المفاصل اللدنة)، وتعطي مطاوعة المادة من خلال العلاقة:

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_{\mu}}{\epsilon_{\gamma}}$$

حيث  $\epsilon_{\mu}$ : التشوهات القصوى عند الانهيار.

$\epsilon_{\gamma}$ : التشوهات عند بدء الخضوع.

من التعريف السابق للمطاوعة يبين أن الفولاذ هو مادة مطاوعة مع عامل مساو ل ٢٠ أو أكثر، أما للخرسانة فإن التشوهات على الضغط محدودة جدا ولكن يمكن زيادتها عن طريق التطويق الفعال وكذلك باستخدام الألياف الفولاذية بنسب محددة .

مطاوعة المقطع (الانحناء): أي قابلية المقطع للدوران (المفاصل اللدنة)، وهي تمثل المصدر الأساس والهام التشوهات، وتعطي مطاوعة الانحناء من خلال العلاقة:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{\mu}}{\phi_{\gamma}}$$

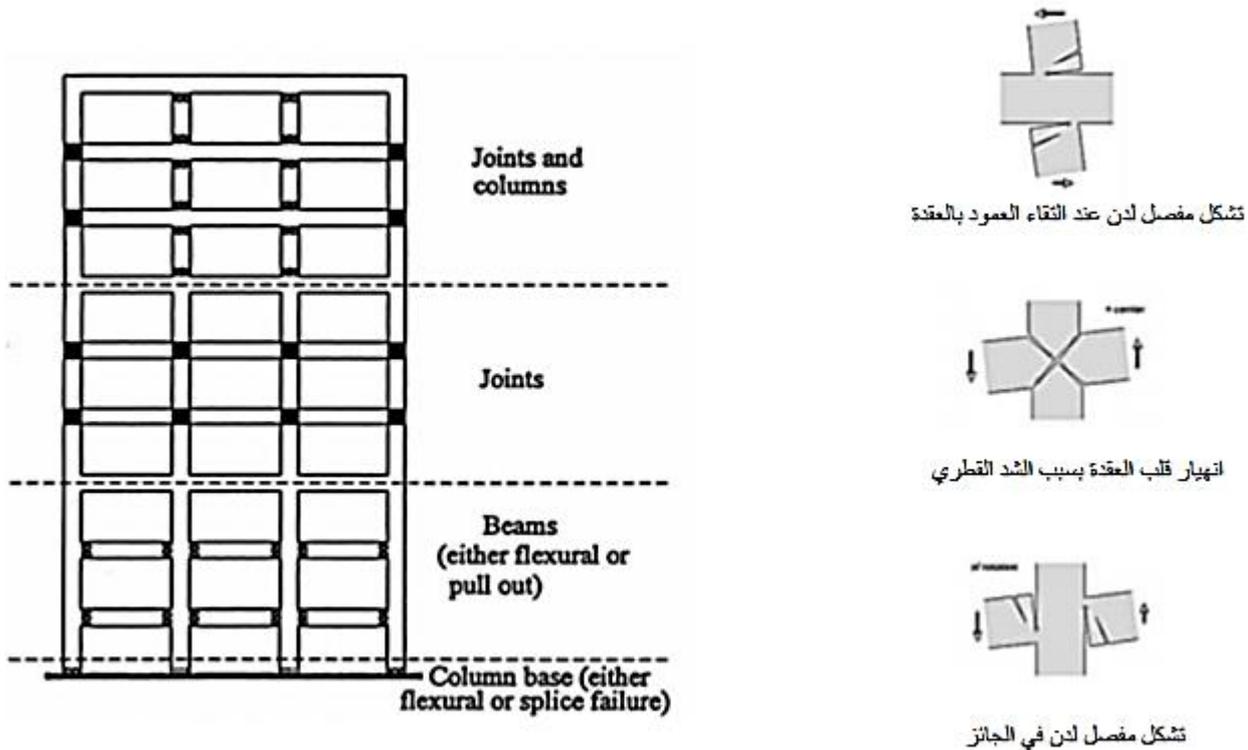
حيث  $\phi_{\mu}$ : الانحناء الأعظمي المتوقع عند الانهيار.

$\phi_{\gamma}$ : الانحناء عند بدء الخضوع للتسليح.

تزداد مطاوعة الانحناء بزيادة التشوهات الأعظمية على الضغط عن طريق التطويق أو بتخفيض نسبة التسليح.

• أنماط الانهيار في الإطارات الخرسانية المسلحة (Mechanisms of Failure of RC frames)

تتركز الإجهادات العظمى، ولاسيما إجهادات عزوم الانحناء في الجوائز والأعمدة الناتجة عن الأحمال الأفقية، في مناطق العقد مما يجعلها أكثر المناطق في الإطار الخرساني المسلح خطورة، وأي خلل في سلوك تلك العقد ينعكس مباشرة على سلوك الإطار بالكامل فيترجم هذا الانعكاس عن طريق نشوء تشققات وبالتالي أنماط انهيار، والتي تعتبر مؤشر لكفاءة الجملة في إبداء مطاوعة ممكنة. يوضح الشكل (5) أشكال الانهيار الممكنة في جملة الإطارات الخرسانية المسلحة بأنواعها العادية و المتوسطة و الخاصة.

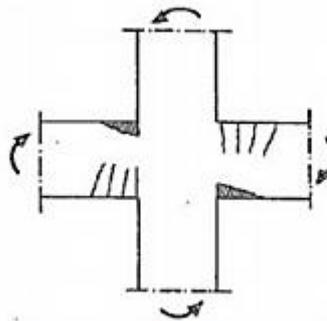


الشكل (5): النمط العام لآليات الانهيار في الإطارات

تقسم انماط انهيار الإطارات الخرسانية المسلحة إلى:

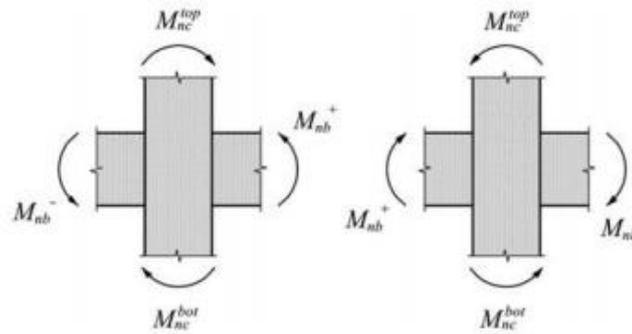
▪ جملة عمود قوي - جانز ضعيف Strong column-Weak beam

حيث أن قساوة الجوائز أقل من قساوة الأعمدة، الأمر الذي يؤدي إلى تشكل المفاصل اللدنة في الجوائز أولا الشكل (6) وبالنتيجة فإن الانهيار يكون مطاوعا.



الشكل (6): تشكل مفصل لدن عند التقاء الجانز بالعقدة على يمين و يسار العقدة.

من أجل رفع مطاوعة المنشأة الإطارية عند تعرضها للزلازل في حالة الحد الأقصى ومن أجل تشكل المفاصل اللدنة في الجوائز أولا، أشار الكود الأميركي (ACI 318) باختيار الأبعاد النسبية لأعمدة وجوائز كل عقدة وتسليحها بتحقيق الشرط التالي الشكل (7):



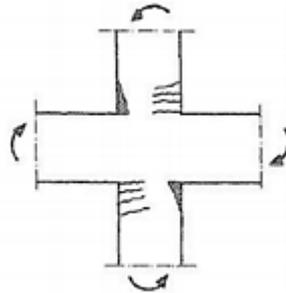
الشكل (٧): A strong column-weak beam system must satisfy:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

حيث  $\sum M_{nc}$  هي مجموع مقاومة العزوم للأعمدة عند اوجه العقدة آخذين بالحسبان القوى المحورية التي تقابل أقل قيم للعزوم ، بينما تعبر  $\sum M_{nb}$  عن مجموع مقاومة العزوم للجوائز عند اوجه العقدة.

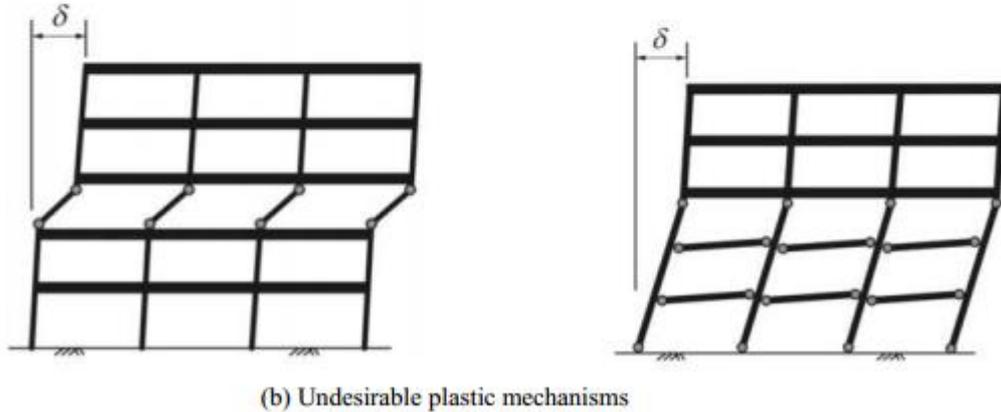
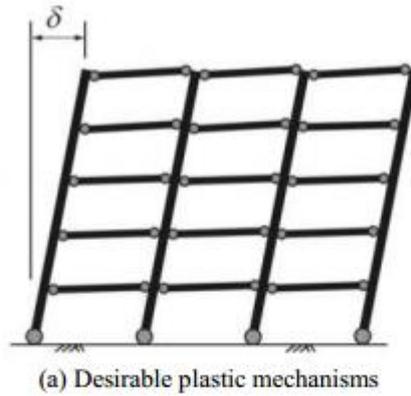
#### ■ جملة جوائز قوي عمود ضعيف Strong beam-Weak column

حيث قساوة الأعمدة أقل من قساوة الجوائز، الأمر الذي يؤدي إلى تشكل المفاصل اللدنة في الأعمدة أولا الشكل (9) و بالتالي حدوث انهيار مفاجئ للمبنى.



الشكل (9): تشكل مفصل لدن في العمود اعلى واسفل العقدة

إن وجود القوة المحورية إلى جانب عزم الانعطاف المطبق على العمود، يساعد على إغلاق شقوق الانعطاف والقص ولاسيما في المناطق ذات عزوم الانعطاف الصغيرة نسبية. كما تؤدي زيادة القوة المحورية إلى زيادة قساوة العمود مما يؤدي إلى جعل الحلقة الهستيرية (Hysteresis Loops) أعرض عما هي الحال في الجوائز حيث القوة المحورية مهمة مقارنة مع أثر عزم الانعطاف. يبين الشكل (10-a) أشكال الانهيار التي تعطي مطاوعة للجملة ناتجة عن تشكل مفاصل لدنة في الجوائز وحصول انتقالات كبيرة بينما يظهر في الشكل (10-b) أنماط انهيار مفاجئة ناتجة عن تشكل مفاصل لدنة في الأعمدة في طوابق معينة.

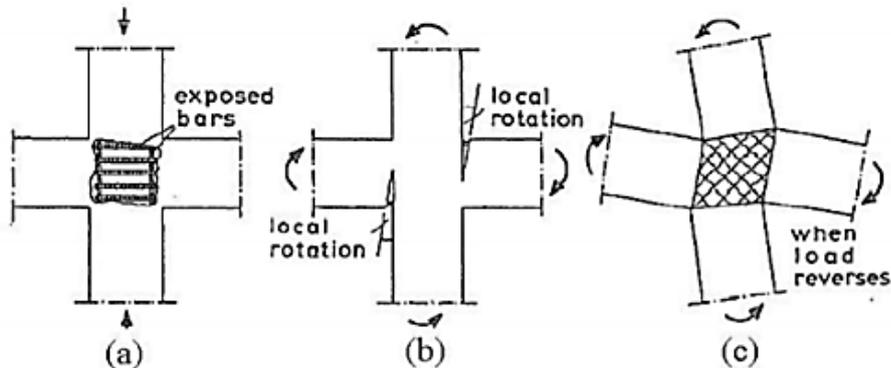


الشكل (10): حالات تشكل المفصلات اللدنة

• انهيار العقد Nodes Failure

وهو انهيار قلب عقدة جوائز عمود، حيث تم تصنيف أنماط انهيار العقد إلى ثلاثة أنماط:

- تكسر طبقة الغطاء البيتونى لوجهي العقدة الشكل (11-a) ويجب تجنبه لأنه يؤدي إلى إضعاف قدرة تحمل العمود.
- انهيار إرساء قضبان الجوائز داخل العقدة الشكل (11-b) و يجب تجنبه لأنه يؤدي إلى هبوط في المقاومة وحصول تشوهات كبيرة دائمة و بالتالي يؤدي إلى حصول هبوط خطير في صلابة العقدة.
- انهيار قلب العقدة بسبب الشد القطري الشكل (11-c) وهو ناتج عن القص الدوري و يجب تجنبه لأنه يؤدي إلى هبوط شديد في المقاومة و في الصلابة.



الشكل(11): أنماط انهيار عقد الاطارات الخرسانية المسلحة على الاحمال الزلزالية

• نموذج الشد والضغط في توصيف انهيار عقد الإطارات على القص (Strut and Tie model for joint failure)

إن آلية الانهيار داخل عقدة عمود - جانز على القص توصف بنموذج تشكل التشققات الذي يدعى نموذج الشد والضغط (Tie and Strut model) هي الميكانيكية التي بينتها الكثير من التجارب، حيث يتم تمثيل القوى التي تنشأ في العناصر الإنشائية من خلال ذلك النموذج بعناصر مشدودة (Tie) وأخرى مضغوطة (Strut) تلتقي مع بعضها بمناطق عقدية (Nodal Zones) كما يوضح الشكل (1).

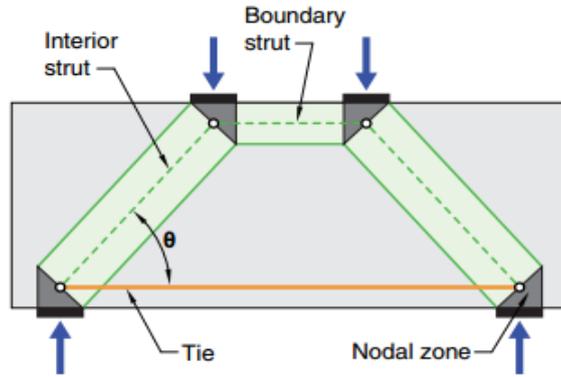
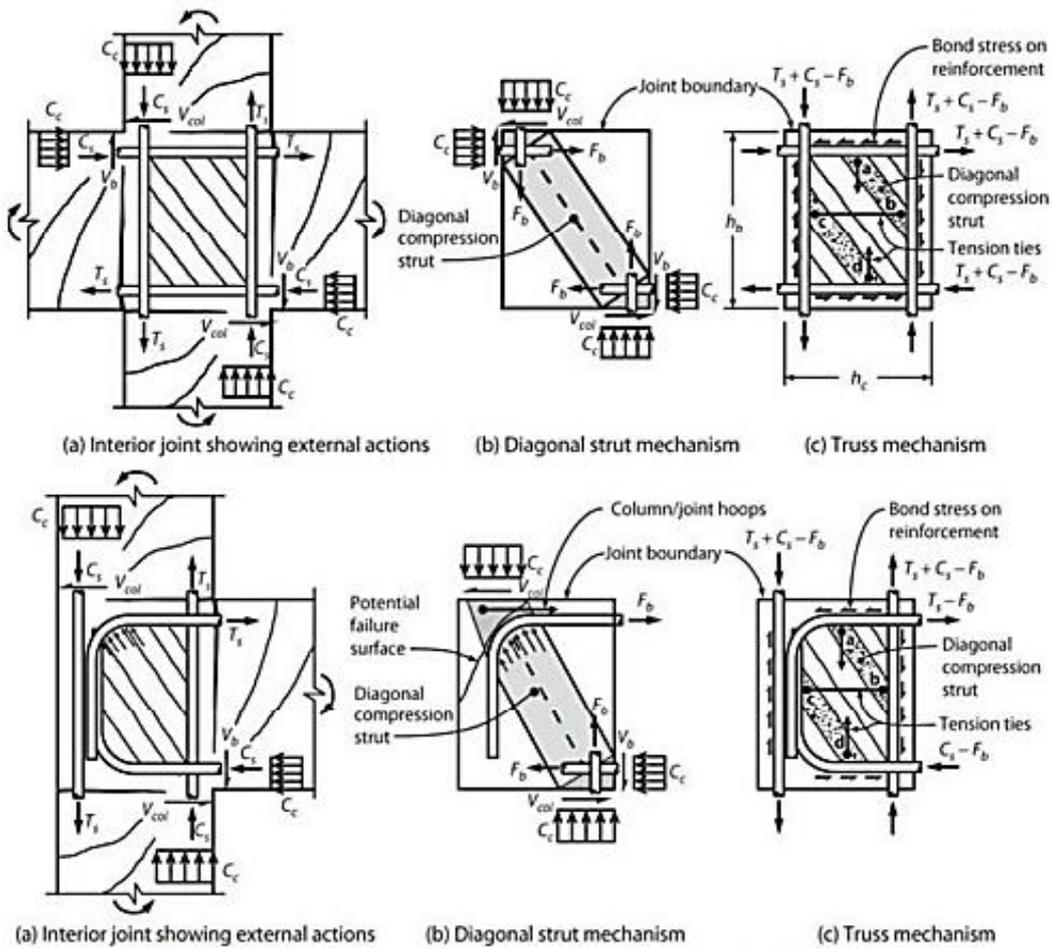
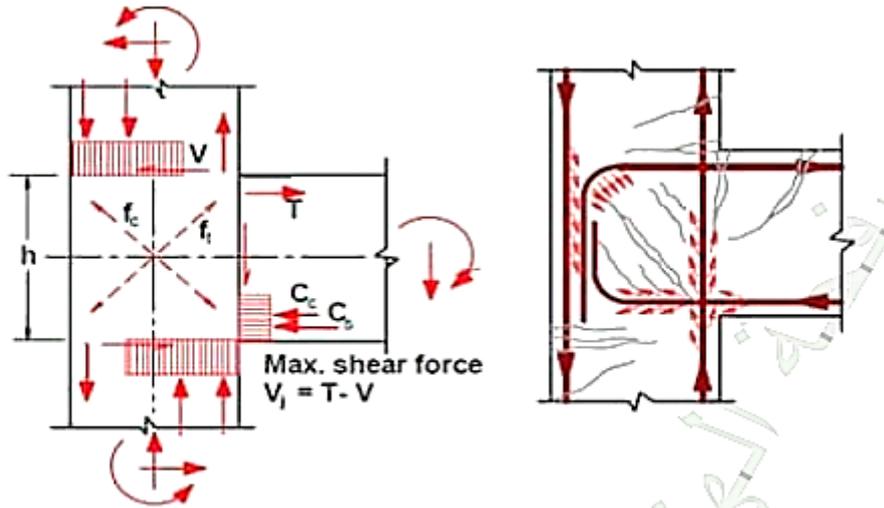


Fig. R23.2.1—Description of strut-and-tie model.

يتلخص نموذج الشد والضغط داخل عقدة عمود - جانز، بتشكيل حقل ضغط في قلب العقدة كما في الشكل (13) مما ينتج تشققات فلق قطرية مائلة يوضحها الشكل (2) بسبب التأثير الزلزالي في عقدة إطار ذهاباً وإياباً.

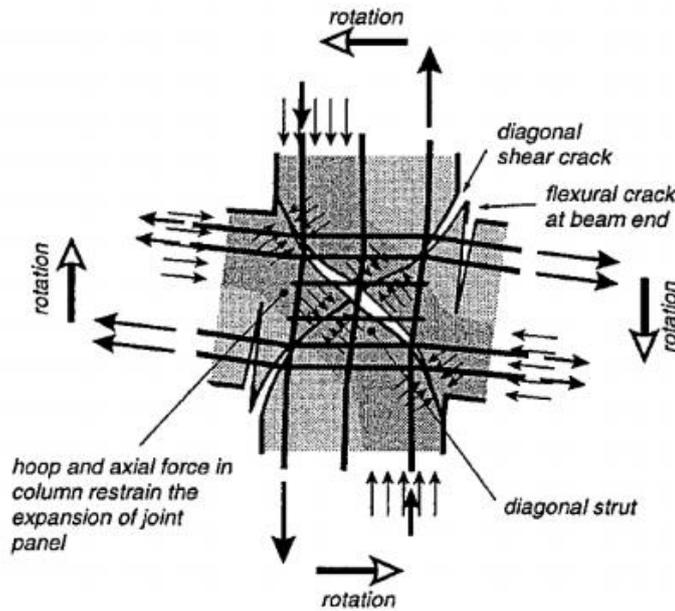


الشكل (13): الاجهادات الناتجة من تأثير القوى على عقدة (داخلية وخارجية) من اطار يتعرض لقوى زلزالية



الشكل 2: قوة الشد والضغط القطرية الناشئة داخل العقدة

يحسب القص الأفقي المطلوب مقاومته لتجنب الانهيار على القص في نواة العقدة والنتائج من مخطط القوى الداخلية الأفقية والشاقولية (سوف يتم توضيحه في الجزء المتعلق بتصميم العقد) الناتجة عن تحليل القوى الخارجية المطبقة على العقدة من مقطع الجانز والعمود، وبافتراض عدم وجود قوى محورية في الجانز وأن قوة الضغط في الجانز على أحد طرفي العقدة مساوية لقوة الشد على نفس الطرف.



الشكل (15): الانهيار القطري بسبب القص في العقد

• إجراءات تصميم العقد حسب الكود Recommended Design Procedure for Beam-Column joint ACI

يمكن شرح خطوات التصميم في ست خطوات كما يلي:

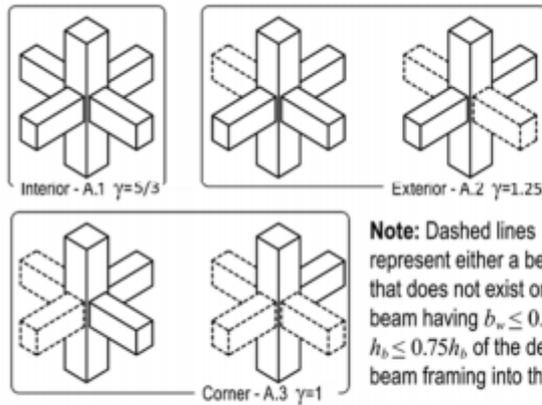
- تصنيف العقد حسب نوع التحميل وموضعها.
- تحديد متطلبات القص للعقدة.
- تحديد ابعاد الوصلة بحسب متطلبات القص للعقدة.
- توفير التسليح الطولي لكل من الجوائز والاعمدة.
- حصر العقدة وتطويقها.
- توفير مقاومة وتفصيل مناسبة في الأعمدة.

وفيما يلي شرح مبسط للخطوات السابقة:

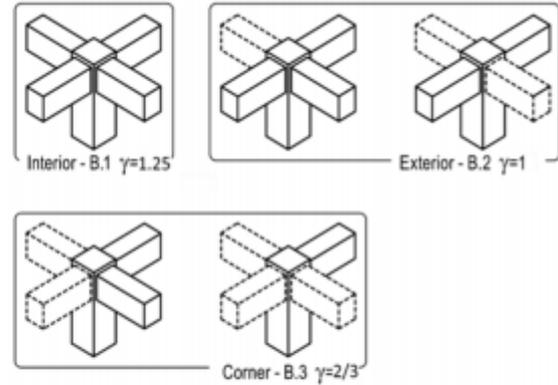
▪ تصنيف العقد حسب نوع التحميل وموضعها (Classify joints according to loading conditions)

يتم تصنيف الوصلات إلى نوعين بناء على ظروف التحميل الخاصة بالوصلة والتشوهات المتوقعة لأعضاء الإطار المتصلة عند مقاومة الأحمال الجانبية. النوع الأول (Type 1) حيث يتم تصميم الوصلة لمقاومة التحميل دون حدوث تشوه ملحوظ غير مرئي. النوع الثاني (Type 2) و يتم تصميمها بحيث تكتسب مقاومة ثابتة في ظل انعكاسات التشوه في النطاق غير المرئي، وهو النوع المستخدم في الاطارات المقاومة للزلازل. يتم ايضا تصنيف الوصلات على أنها وصلات داخلية أو خارجية أو ركنية. والغرض الرئيسي من التصنيف هو تحديد معامل مقاومة القص.

Case A: Two columns framing into the joint



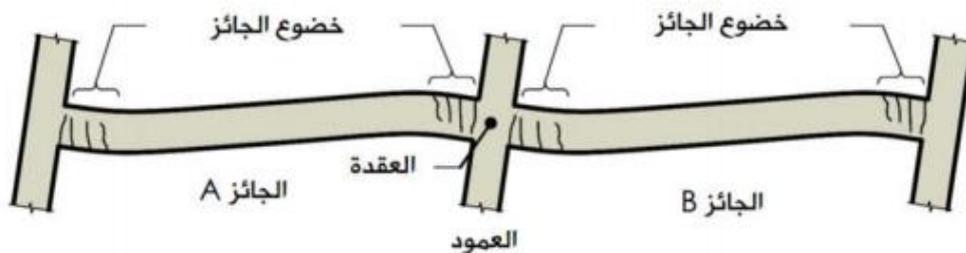
Case B: One column framing into the joint



الشكل (16): التكوينات الإنشائية الممكنة للعقد (Type 2) ومعاملات مقاومة القص  
Joint configurations and nominal shear strength coefficients

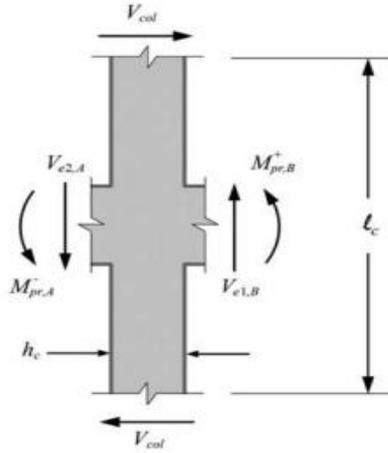
▪ تحديد متطلبات القص للعقدة (Determine Joint Shear Demands)

حالما يتم تحديد التسليح الطولي للجوائز، فإن الخطوة التالية في التصميم هي التحقق من القص في عقد اتصال الأعمدة مع الجوائز. يعتبر التحقق من القص في عقد اتصال الأعمدة مع الجوائز من التحقيقات الحرجة التي يجب إجرائها و غالباً ما يتحكم هذا التحقق بأبعاد المقطع العرضي لأعمدة الإطارات العزمية.



لشرح هذا الإجراء، سنفترض وجود عمود متصل من الأعلى و الأسفل بجوائز. يفترض، كجزء من تصميم الإطار، تلدن الجوائز المتصلة مع العمود و تشكل المقاومات العزمية المحتملة لها عند أوجه الأعمدة. يحدد هذا الوضع للجوائز الطلبات على الأعمدة و على عقد الأعمدة مع الجوائز.

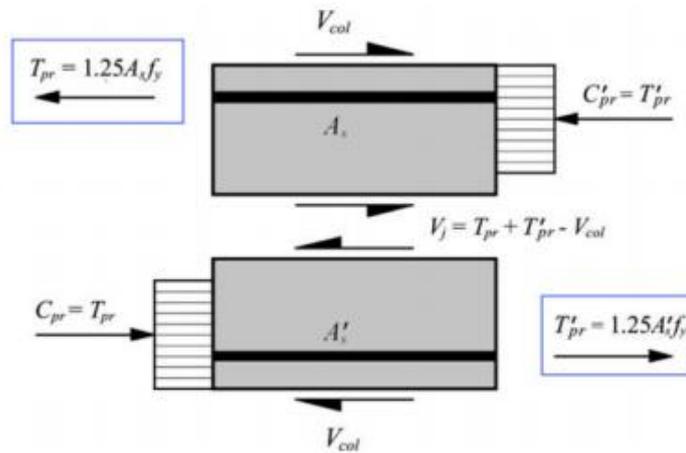
يتم عمل مخطط جسم حركما في الشكل ادناه عن طريق القطع عند المفاصل اللدنة للجائز من جهتي العمود و كذلك قطع العمود عند منتصف الارتفاع الطابقي أعلى و أسفل العقدة.



تدل الرموز  $V_{e1,B}$  و  $V_{e2,A}$  إلى قوى القص في الجوائز عند وجه العقدة و الموافقة لتطور مقاومة العزم المحتملة  $M_{pr}$  عند كلا نهايتي الجائز. تشير الرموز A أو B إلى الجوائز A أو B على يمين و يسار العقدة. من أجل الطابق النوعي، يؤمن منتصف ارتفاع العمود تقريبا جيد و كافي لنقطة الانحناء (نقطة انعدام عزم الانعطاف Point of Contra-flexure) يحسب القص في العمود كما يلي:

$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[ (M_{prA} + M_{prB}) + (V_{e2A} + V_{e1B}) \frac{h_c}{2} \right]$$

يتم الحصول على القص في العقدة  $V_j$  من اجهادات الشد والضغظ الحاصلة في الجوائز نتيجة العزوم وذلك عن طريق رسم مخطط الجسم الحر بعد قطع العقدة كما في الشكل ادناه.



مقاومة القص اللازمة للعقدة (Required Joint Shear Strength) هي

$$V_j = T_{pr} + T'_{pr} - V_{col}$$

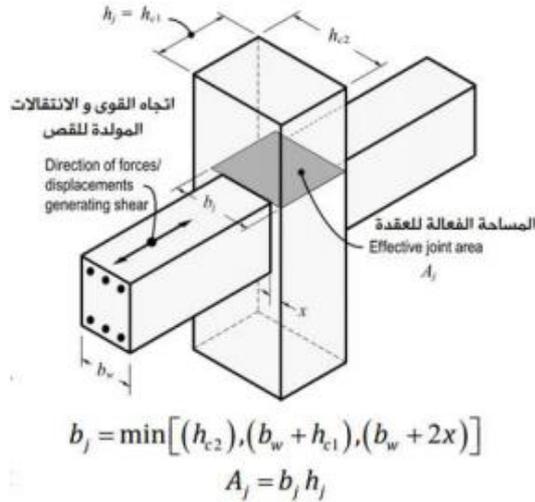
تحديد ابعاد الوصلة بحسب متطلبات القص للمقعدة (Size the Connection for Joint Shear Demands)

يجب أن تكون المقاومة التصميمية مساوية على الأقل للمقاومة اللازمة، أي:

$$\phi V_n \geq V_j, \quad \phi = 0.85$$

تعطى المقاومة الاسمية  $V_n$  بالعلاقة:

$$V_n = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_j \text{ MPa}$$



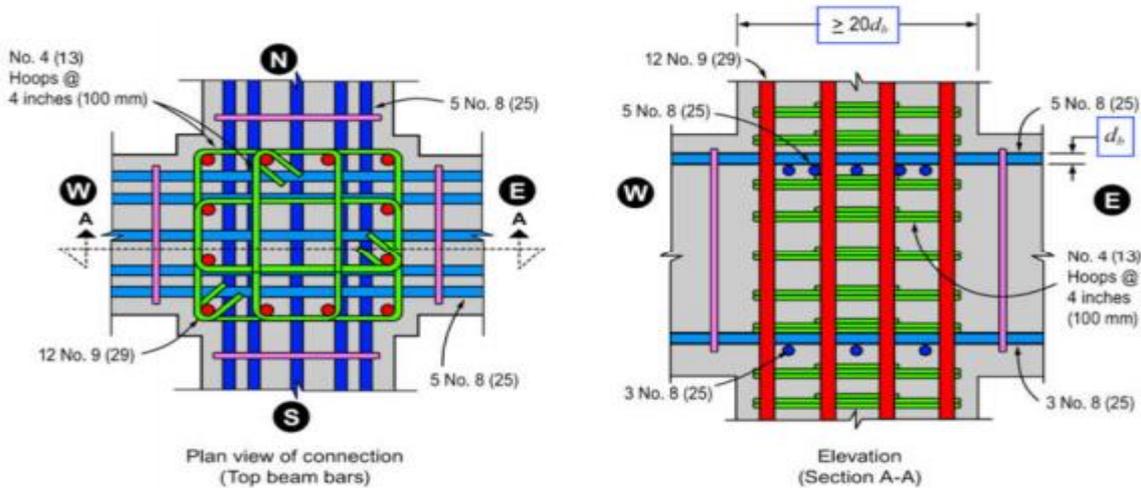
ملاحظات:

- i. من أجل الأعمدة المعرضة من الجوائز، يؤخذ بقيمة البعد الاصغر من الجهتين من وجه الجائز إلى حافة العمود.
- ii. يجب الأخذ بعين الاعتبار المساحة الفعالة للمقعدة بشكل منفصل من أجل القوى في كل اتجاه تأطير رئيسي.

توفير التسليح الطولي لكل من الجوائز والاعمدة (Reinforcement Develop Beam and Column Longitudinal)

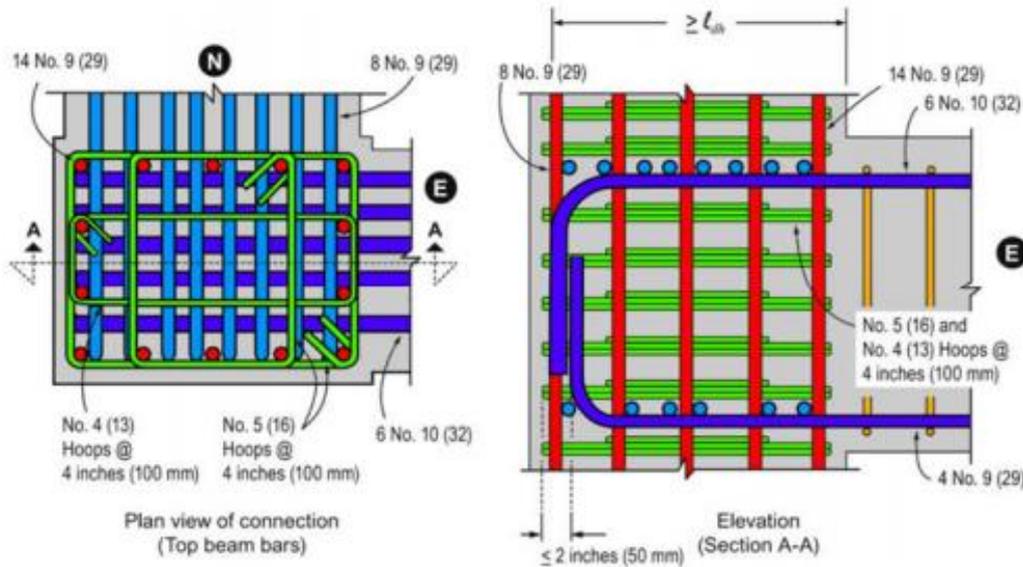
يتطلب الكود ACI 318 أن يكون بعد العمود الموازي للتسليح الطولي للجائز مساوياً على الأقل  $20d_b$  من أجل الخرسانة العادية، حيث  $d_b$  قطر التسليح الطولي المستخدم في الجائز.

ينصح الكود ACI 352 بأن يكون عمق الجائز مساوياً على الأقل  $20d_b$  من أجل الخرسانة العادية، حيث  $d_b$  قطر التسليح الطولي المستخدم في العمود.



من أجل العقد الخارجية، ينتهي عادةً التسليح الطولي للجائز عند العقدة بعكفة نظامية (Standard Hook) يجب أن يستمر ذيل العكفة باتجاه منتصف عمق العقدة. يجب أن يكون طول الإرساء على الشد للقبضان المحلزنة مع عكفة 90° نظامية من أجل الخرسانة العادية مساوية للأطول من  $8d_b$  و  $150\text{ mm}$  والطول اللازم بالمعادلة التالية:

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f_c'}) \text{ MPa}$$



• **حصر العقدة وتطويقها (Provide joint confinement)**

ينطلب انتقال القوى المحورية للعمود وقوى القص للعقدة من خلال العقدة تطويقاً مناسباً للخرسانة في منطقة العقدة عن طريق التسليح العرضي. يجب أن يحقق التسليح العرضي المتطلبات العامة لقانون البناء السائد ، بالإضافة إلى متطلبات مقاومة الزلازل. ويتحقق هذا الشرط بالالتزام بتفاصيل التسليح العرضي المذكورة في الكود (ACI 3180) لكل من الجوائز والأعمدة المكونة للإطار الخاص.

• **توفير مقاومة وتفاصيل مناسبة في الأعمدة (Provide Adequate Strength and Detailing in Columns)**

بالنسبة للوصلات من النوع الثاني (Type):

- يجب أن تتجاوز مقاومة العزم للعمود مقاومة العزم للجوائز لسببين رئيسيين. أولاً، تكون الإطارات ذات الأعمدة التي يحدث لها خضوع عرضة لتطوير آليات انتقال غير مرغوبة، الأمر الذي يؤدي إلى متطلبات تصميم هائلة لمقاومة التشوه. ثانياً، يجب أن تكون اسياخ التسليح الطولية للعمود في النطاق الخطي للاستجابة بحيث يمكن أن تساعد في حصر وتطويق العقدة في الاتجاه الرأسي .
- يجب أن يكون مجموع مقاومة العزم الاسمية لمقاطع العمود أعلى وأسفل العقدة، المحسوبة بواسطة القوة المحورية المصعدة، على الأقل ٢،١ مرة من مجموع مقاومة العزم الاسمية لمقاطع الجائز عند نفس العقدة.
- يجب توزيع قبضان العمود الطولية الممتدة عبر العقدة حول محيط قلب العمود بحيث يجب ألا يتجاوز التباعد من المركز إلى المركز بين الاسياخ الطولية المتجاورة للعمود الأكبر من ٨ بوصات (200mm) و 1/3 من بعد مقطع العمود (أو القطر) في الاتجاه الذي يتم التحقق من التباعد فيه ، ولكن ليس أكبر من 12 بوصة (300 mm).
- يمكن إزاحة (تكسيح) قبضان العمود الطولية داخل العقدة إذا تم توفير روابط (Ties) إضافية لمقاومة ١,٥ من الضغط الأفقي المتولد بسبب الإزاحة.

مثال على تصميم إطار خاص Example for design Special Frame

تصميم الجسر Design of Bame

تم تصميم إحدى الجسور الوسطية الموجودة في دور البدروم والموضح في الصورة أدناه:

Material properties:

$$f_c = 28 \text{ Mpa} \quad f_y = 420 \text{ Mpa} \quad \& \quad f_{yt} = 280 \text{ Mpa} \quad W_c = 25 \text{ KN/m}^3$$

Sections dimention:

$$\text{Beam} = 40 \times 60 \text{ cm} , \quad \text{Column} = 80 \times 80 \text{ cm} , \quad \text{Slab thickness} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Effective depth} = 60 - d_{tie} - d_b/2 - 4(\text{Cover}) = 54 \text{ cm}$$

Frist: Design of beam

التحقق من المتطلبات العامة لجسور الاطارات العزمية الخاصة طبقا للكود الأمريكي ACI-318-19:

Dimension limits

i.  $\text{Clear span} = 4200 \text{ mm} \geq 4(\text{deffe}) = 4 \times 540 = 2160 \text{ mm} \dots \dots \dots$  (ACI 318 – 19 Sec18.6.2.1. a)

ii.  $bw \geq \begin{cases} 0.3h = 0.3 * 600 = 180 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \dots \dots \dots$  (ACI 318 – 19 Sec18.6.2.1. b)

iii.  $bw \leq \begin{cases} C2 + 1.5 c1 \\ C2 + 2C2 \end{cases} \dots \dots \dots$  (ACI 318 – 19 Sec18.6.2.1. c)

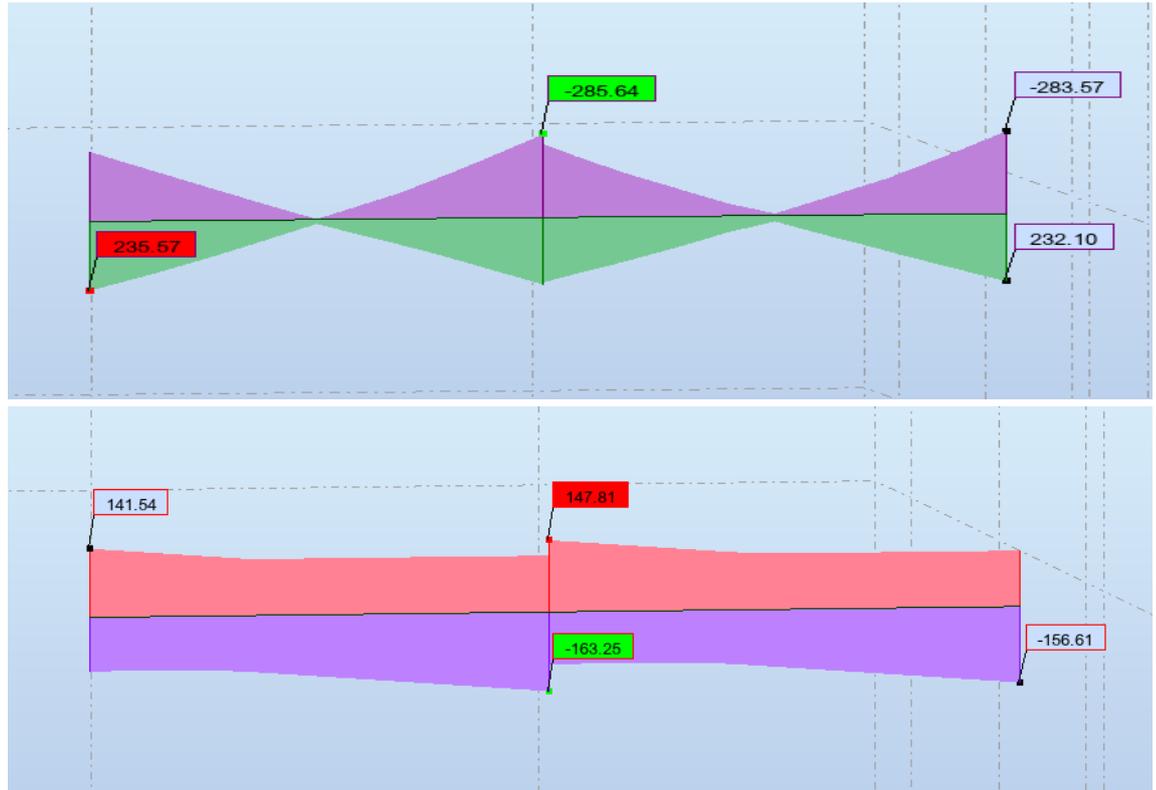
$$300 \text{ mm} \leq C2 + 2C2 = 3 \times 800 = 2400 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$300 \text{ mm} \leq C2 + 1.5C1 = 800 + 1.5 \times 800 = 2000 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

القوى الداخلية على المقاطع

تم أخذ نتائج التحليل للحالة (envelope) وهي الحالة التي تعطي أقصى عزم موجب وسالب و قوى قص معرض لها العنصر أو المقطع والتي تكون غالباً ناتجة عن تأثير أحمال الزلازل.

no	Lu(m)	B(mm)	H(mm)	pos	Mu(kn*m) max	Vu envelop(kn)	Tu(kn*m)	Torsion Type	T used	
B1	4.1	400	600	beg	top	214.09	116.27	5.48	Compatibility	5.48
					bot	217.02				
				mid	top	4.29	124.47	9.16	Compatibility	9.16
					bot	17.56				
				end	top	245.38	111.32	8.02	Compatibility	8.02
					bot	201.62				
B2	4.2	400	600	beg	top	215.1	143.41	5.7	Compatibility	5.7
					bot	198.12				
				mid	top	7.04	110.97	9.29	Compatibility	9.29
					bot	20.29				
				end	top	244.97	134.96	5.7	Compatibility	5.7
					bot	208.56				



Check for deflection:

$$h_{min} = \frac{l_n}{21} = \frac{4.2 \times 1000}{21} = 200 \text{ mm} < h_{use} = 600 \text{ mm} \dots\dots \text{Checked for deflection}$$

Check for beam behavior:

$$N_u = 0 \text{ KN} < 0.1 f_c A_g = \frac{(0.1 \times 25 \times 400 \times 600)}{1000} = 600 \text{ KN} \dots\dots \text{Beam behavior}$$

المتطلبات الخاصة لحديد التسليح الطولي:

Longitudinal reinforcement:

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0.25 \sqrt{f_c} b w d}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{25} \times 400 \times 540}{420} = 642.86 \text{ mm}^2 \\ \frac{1.4 b w d}{f_y} = \frac{1.4 \times 400 \times 540}{420} = 720 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smax} = 0.025 b w d = 0.025 \times 400 \times 540 = 5400 \text{ mm}^2$$

تصميم حديد التسليح الطولي للمقطع مع التحقق من حدود التسليح:

Calculation of longitudinal reinforcement:

Design for top moment for B1:

$$M_u(top) = 214.09 \text{ KN.m}$$

Assume ( $\epsilon_t > 0.005$  and  $\phi = 0.9$ )

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_u}{1.7\phi f_c' b d^2}} \right) = \frac{0.85 \times 25}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 214.09 \times 10^6}{1.7 \times 0.9 \times 25 \times 400 \times 540^2}} \right)$$

$$= 0.005114$$

$$\rho = \rho_{min} < \rho = 0.005114 < \rho_{max} \quad ok$$

And since  $\rho < \rho_{max}$  so it is Singly reinforcement and tension controlled

$$A_s = \rho b d = 0.005114 \times 400 \times 540 = 1104.6 \text{ mm}^2$$

$$No. \text{ bar} = \frac{A_s}{\frac{\pi \times d^2}{4}} = \frac{1104.6}{\frac{\pi \times 20^2}{4}} \cong (4\phi 20 \text{ mm})$$

$$A_s (\text{provides}) = 1256.637 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1256.637 \times 420}{0.85 \times 25 \times 400} = 62.1 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62.1}{0.85} = 73.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d_t - C}{C} \epsilon_{cu} = \frac{540 - 73.1}{73.1} \times 0.003 = 0.01916 > 0.005 \quad OK \text{ so } (\phi = 0.9)$$

$$\phi M_n = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 420 \times 1256.637 \times \left( 540 - \frac{62.1}{2} \right) \times 10^{-6} = 241.8 \text{ KN.m}$$

Other calculation in table:

no	Lu(m)	B(mm)	H(mm)	pos	Mu(kn*m) max	p	As	no of bars	No of bars (design)	
B1	4.1	400	600	beg	top	214.09	0.00510748	1103.21646	4	4φ20
				bot	217.02	0.00518137	1119.1755	4	4φ20	
				mid	top	4.29	0.00333333	720	3	3φ20
					bot	17.56	0.00333333	720	3	3φ20
				end	top	245.38	0.00590282	1275.00943	5	5φ20
					bot	201.62	0.00479437	1035.58315	4	4φ20
B2	4.2	400	600	beg	top	215.1	0.00513294	1108.71477	4	4φ20
				bot	198.12	0.00470687	1016.68321	4	4φ20	
				mid	top	7.04	0.00333333	720	3	3φ20
					bot	20.29	0.00333333	720	3	3φ20
				end	top	244.97	0.00645385	1335.94713	5	5φ20
					bot	208.56	0.00496836	1073.16623	4	4φ20

Calculate transfer reinforcement for (B1)

$$V_e = \frac{(M_{pr}^{\pm})l + (M_{pr}^{\pm})r}{ln} + \frac{W_u \times ln}{2}, \quad M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Moments for frame swaying to the right:

$$\text{For } 4\phi 20 \text{ Bottom bars for left support, } a = \frac{As(1.25fy)}{0.85fc'b} = \frac{1.25 \times 420 \times 1119.175}{0.85 \times 25 \times 400} = 69.125 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As(1.25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1119.175 \times 1.25 \times 420 \times \left( 540 - \frac{69.125}{2} \right) \times 10^{-6} = 296.978 \text{ KN.m}$$

$$\text{For } 5\phi 20 \text{ Top bars for right support, } a = \frac{As(1.25fy)}{0.85fc'b} = \frac{1.25 \times 420 \times 1275}{0.85 \times 25 \times 400} = 79.3 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As(1.25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1275 \times 1.25 \times 420 \times \left( 540 - \frac{79.3}{2} \right) \times 10^{-6} = 334.92 \text{ KN.m}$$

Moments for frame swaying to the left:

$$\text{For } 4\phi 20 \text{ Top bars for left support, } a = \frac{As(1.25fy)}{0.85fc'b} = \frac{1.25 \times 420 \times 1103.21}{0.85 \times 25 \times 400} = 68.14 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As(1.25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1103.21 \times 1.25 \times 420 \times \left( 540 - \frac{68.14}{2} \right) \times 10^{-6} = 293.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{For } 4\phi 20 \text{ Bottom bars for right support, } a = \frac{As(1.25fy)}{0.85fc'b} = \frac{1.25 \times 420 \times 1119.17}{0.85 \times 25 \times 400} = 69.12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= As(1.25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1119.175 \times 1.25 \times 420 \times \left( 540 - \frac{69.125}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 296.978 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Shear force due to gravity load in left support

$$\frac{Wu \times ln}{2} = \frac{(1.2WDL + 1.6WLL) \times ln}{2} = 22.35 \text{ KN (From brogram analysis)}$$

Shear force due to gravity load in right support

$$\frac{Wu \times ln}{2} = \frac{(1.2WDL + 1.6WLL) \times ln}{2} = 42.89 \text{ KN (From brogram analysis)}$$

no	Lu(m)	B(mm)	H(mm)	pos	Mu(kn*m) ma	Vu envelop(kn)	V gravity(1.2d+0.2sds+1L)		
B1	4.1	400	600	beg	top	214.09	116.27	22.35	
					bot	217.02			
				mid	top	4.29	124.47		
					bot	17.56			
				end	top	245.38	111.32		42.89
					bot	201.62			
B2	4.2	400	600	beg	top	215.1	143.41	27.4	
					bot	198.12			
				mid	top	7.04	110.97		
					bot	20.29			
				end	top	244.97	134.96		39.43
					bot	208.56			

Beam	Position	Vu	V (gravity)	Mpr-	Mpr+	V (sway)	Ve
B1	Left	١٤١,٥٤	٤٢,٨٩	٣٣٤,٩٢	٢٩٦,٩٧	١٤٣,٩٠٢	١٨٦,٧٩٢
	Right	١٦٣,٢٥	٢٢,٣٥	٢٩٦,٧٩	٢٩٣,٠٣	١٥٤,١١٩	١٧٦,٤٦٩
B2	Left	١٥٦,٦١	٣٩,٤٣	٣٥٤,٣٤	٣٠٧,٠٨	١٣٨,٨٥	١٧٨,٢٨
	Right	١٤٧,٨١	٢٧,٤	٢٩٧,٣	٢٨٥,٩٢	١٥٧,٤٨	١٨٤,٨٨

Check if ( $V_c = 0$ ) as per ACI-318-19:

Maximum earthquake shear = 143.902 KN  $\nabla$  186.792KN ... (ACI 318 – 19 Sec18.6.5.2. a)

Factored Axial  $P_n = 0$  KN  $<$   $A_g f'_c / 20 = 300$  KN ... (ACI 318 – 19 Sec18.6.5.2. b)  $\rightarrow V_c \neq 0$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 186.792 - 150.48 = 36.312 \text{ KN}$$

$$V_s = 36.312 / 0.75 = 48.416 \text{ KN}$$

$$0.66 \sqrt{f'_c} b w d = 0.66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 540 \times 10^{-3} = 712.8 \text{ KN} > V_s = 48.416 \text{ KN} \dots (\text{ACI } 25.5.1.2)$$

Otherwise, maximum stirrups spacing shall be  $\frac{d}{4}$  or less

Required spacing for  $\phi 10$  three branches stirrups is determined as

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{3 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times 280 \times 540}{48.416 \times 1000} = 735.82 \text{ mm}$$

Maximum spacing of the hoops within a distance of  $2h = 2 \times 600 = 1200$  mm

Shall not exceed the smallest of

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{540}{4} = 135 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \\ 6 \times db = 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Therefore, use 13 $\phi$ 10 hoops with one crosstie at each end of the beam at 10 cm center to center with the first hoop located at 5 cm from the face of the support.

The plastic hinge zone ends at 1.2 m from the face of support.

After the distance 1.2 m from the face of the support, use 3 branches  $\phi$ 10 at  $S_{max} = 27 \text{ cm}$ .

**Calculate the development length:**

$$l_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f_c} \left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \geq 300 \text{ mm}$$

Use  $\psi_t = 1.3$  (for top bar) and  $\psi_t = 1$  (for bottom bar)

$$\psi_e = 1 \quad \& \quad \psi_t \psi_e \leq 1.7 \quad \text{Ok}$$

$$\psi_s = 0.8, \quad d_b < 22 \text{ mm} \quad \& \quad \lambda = 1$$

$$c_{b(\text{top})}(\text{min from}) \begin{cases} c_1 = 40 + 10 + 0.5 \times 20 = 60 \text{ mm} \\ c_2 = 40 + 10 + 0.5 \times 20 = 60 \text{ mm} \\ c_3 = \frac{0.5 \times (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - (1 \times 20))}{5 - 1} = 35 \text{ mm} \quad (\text{used}) \end{cases}$$

$$c_{b(\text{bot.})}(\text{min from}) \begin{cases} c_1 = 40 + 10 + 0.5 \times 20 = 60 \text{ mm} \\ c_2 = 40 + 10 + 0.5 \times 20 = 60 \text{ mm} \\ c_3 = \frac{0.5 \times (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - (1 \times 20))}{5 - 1} = 35 \text{ mm} \quad (\text{used}) \end{cases}$$

$$K_{tr(\text{top})} = \frac{40A_{tr}}{S_n} = \frac{40 \times 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}}{90 \times 5} = 14 \text{ mm}$$

$$K_{tr(\text{bottom})} = \frac{40A_{tr}}{S_n} = \frac{40 \times 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}}{90 \times 5} = 14 \text{ mm}$$

$$\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)_{(\text{top})} = \left( \frac{35 + 14}{20} \right) = 2.45 < 2.5 \quad \text{Then use} = 2.45$$

$$\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)_{(\text{bot.})} = \left( \frac{23 + 14}{16} \right) = 2.45 < 2.5 \quad \text{Then use} = 2.45$$

$$l_{d(\text{top})} = \left( \frac{420 \times 1.3 \times 1 \times 0.8}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} \times (2.45)} \right) \times 20 = 648 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$l_{d(bot.)} = \left( \frac{420 \times 1.3 \times 1 \times 0.8}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25} \times (2.45)} \right) \times 20 = 648 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad OK$$

If we needed hook use 90°

$$l_{dh} = \left( \frac{\psi_e \psi_c \psi_r \psi_o f_y}{23 \lambda \sqrt{f_c}} \right) d_b^{1.5} \geq 150 \text{ mm} \geq 8d_b$$

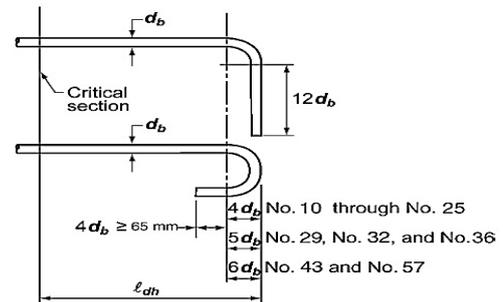
$$l_{dh} = \left( \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 420}{23 \times 1 \times \sqrt{25}} \right) \times 20^{1.5} = 326.66 \text{ mm} > 8d_b = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$$

So use  $l_{dh} = 320 \text{ mm}$

$$r = 4d_b = 4 \times 20 = 80 \text{ mm}$$

$$12d_b = 12 \times 20 = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Total length} = 320 + 80 + 240 = 640 \text{ mm}$$



R12.5—Hooked bar details for development of standard hooks.

• تصميم العمود Design of Column

A rectangular column C66 Story1 with (C80\* 80 (24@25))

(and has the (following critical loads):

$$P_u = 8006.25 \text{ KN}$$

$$M_{uz} = 248.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 312.43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 120.33 \text{ KN}$$

Material used has ( $f_c = 30 \text{ Mpa}$ ,  $F_y = 420 \text{ Mpa}$ )

Solution:

• **Check Axial or beam-column action**

$$e_y = \frac{M_z}{P_u} \Rightarrow \frac{242.46}{8006.53} * 1000 = 31 \text{ mm}$$

$$\text{and } e_{min} = 0.03 * h + 15 = 0.03 * 800 + 15 = 39 \text{ mm} > e_y$$

$$e_z = \frac{M_y}{P_u} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.02 \text{ mm}$$

$$\text{and } e_{min} = 0.03 * h + 15 = 0.03 * 800 + 15 = 39 \text{ mm} < e_z$$

So it is not Axial Column

$$0.1 * f_c' * A_g = \frac{(0.1 * 30 * 800 * 800)}{1000} = 1920 \text{ KN}$$

$P_u = 8006.53 \text{ KN} > 1920 \text{ KN}$  (limit), the member must be designed as a beam column with the effect of axial load included.

• **Check slenderness**

The frame is braced; this is based on previous calculation mentioned before for every story in the building, so:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - \frac{12M_1}{M_2} \quad \text{where } M_2 \text{ is greater than } M_1$$

Using  $K = 1$ , (as recommended to be safe)

$$l_u = 3.3 - 0.7 = 2.6 \text{ m}$$

$$r = 0.3 * h = 0.3 * 0.8 = 0.24 \text{ m}, \text{ applying in the equation:}$$

$$\text{So: } \frac{Kl_u}{r} = \frac{1 * 2.6}{0.24} = 10.83 \text{ m}$$

$$\text{Limit: } 34 - \frac{12 * 248.46}{312.43} = 24.45$$

We see that:  $10.83 < 24.45$ , and therefore the column is short and slenderness ratio can be neglected.

• **Calculate (eb) to know if tension controls or compression controls**

Assume  $A_s = 24 \phi 25 = 11780.97 \text{ mm}^2$ .

$$\rho_{min} = 0.01 < \rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{11780.97}{800 * 800} = 0.0184 < \rho_{max} = 0.06 \dots \dots OK$$

For  $M_{uz} = 248.46 \text{ KN.m}$

$$e_y = \frac{M_z}{P_u} \Rightarrow \frac{242.46}{8006.53} * 1000 = 31 \text{ mm}$$

For  $M_{uy} = 338 \text{ KN.m}$

$$e_z = \frac{M_y}{P_u} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.02 \text{ mm}$$

$$e_{min} = 15 + 0.03h = 15 + 0.03 * 800 = 39 \text{ mm}$$

since  $e_{min} > e_y$ ,  $e_{min} < e_z$  The column is uniaxially loaded and in one way ( $M_y$ ).

And  $M_{uz}$  will be neglected.

312

FOR  $M_{uy} = .43 \text{ KN.m}$

$$b = 800 \text{ mm},$$

$$h = 800 \text{ mm},$$

$$d' = 40 + 12 + (25/2) = 64.5 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 64.5 = 735.5 \text{ mm}$$

$$, d'' = (800/2) - 64.5 = 335.5 \text{ mm}$$

$$\text{assume } A_s = A_s' = 7\phi 25 = 3436.117 \text{ mm}^2$$

$$e_y = \frac{M_y}{p_u} \Rightarrow \frac{312.43}{8006.53} * 1000 = 39.235 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600*d}{600+F_y} = \frac{600*735.5}{600+420} = 432.65 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.8$$

$$a_b = \beta * c_b = 0.8 * 432.65 = 346.12 \text{ mm}$$

$$\text{Check: } f_s' = 600 * \frac{(c-d')}{c} = 600 * \frac{(432.65-64.5)}{432.65} = 510.552 \text{ mpa} > F_y$$

$$f_s' > F_y, \quad \text{so use } f_s' = 420 \text{ Mpa}$$

$$P_b = 0.85 * F_c' * a_b * b + A_s'(F_y - 0.85 * F_c') - A_s * F_y$$

$$P_b = (0.85 * 30 * 346.12 * 800 + 3436.1(420 - 0.85 * 30) - 3436.117 * 420) * 10^{-3} = 6973.22 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \left( d - \left( \frac{a_b}{2} \right) - d'' \right) + C_s(d - d' - d'') + T * d''$$

$$M_b = 0.85 * 30 * 346.12 * 800 \left( 735.5 - \left( \frac{346.12}{2} \right) - 335.5 \right) + (3436.117(420 - 0.85 * 30)) * (735.5 - 64.5 - 335.5) + 3436.117 * 420 * 335.5 = 2541.35 \text{ kN.m}$$

$$e_b = \frac{M_b}{p_b} = \frac{2541.35}{6973.22} * 1000 = 364.4 \text{ mm} > e = 39.02 \text{ mm}$$

So, Compression Controls.

Assume  $f_s' = f_y$

We can use the second-degree equation found in

(Structural Concrete, M. Nadim Hassoun) as follow:

$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0$ , where:

$$A = \frac{0.85 * f_c * b}{2} = \frac{0.85 * 30 * 800}{2} = 10200$$

$$B = 0.85 f_c' b \left( e - \frac{h}{2} \right) = 0.85 * 30 * 800 * \left( 39.02 - \frac{800}{2} \right) = -7363992$$

$$C = A_s' * (f_y - 0.85 * f_c) * \left( e + \left( \frac{h}{2} \right) - d \right) + 600 * A_s * \left( e + \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right)$$

$$C = 3436.117 * (420 - 0.85 * 30) * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 735.5 \right) + 600 * 3436.117 * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 64.5 \right) = 370243805.9$$

$$D = -600 * A_s * \left( e + \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right) * B * d$$

$$D = -600 * 3436.117 * \left( 39.02 + \left( \frac{800}{2} \right) - 64.5 \right) * 0.8 * 735.5 = -4.54 * 10^{11}$$

Applying in the equation:

$$10200 a^3 - 7363992 a^2 + 370243805.9 a + (-4.54 * 10^{11}) = 0$$

Solving the equation, we find that:  $a = 788.92 \text{ mm}$

$$c = a / 0.8 = 788.92 / 0.8 = 986.15 \text{ mm}$$

Check:

$$A_s : f_s = 600 * \left( \frac{d-c}{c} \right) = 600 * \frac{(735.5-986.15)}{986.15} = -152.5 \text{ mpa} \quad \text{so use } f_s.$$

This is not reasonable value, but it means that steel here does not work as tension, but it works as compression.

$$A_s' : f_s' = 600 * \frac{(c-d')}{c} = 600 * \frac{986.15 - 64.5}{986.15} = 560.75 \text{ MPa}$$

Note that  $f_s' > f_y$ , so use  $f_s' = f_y = 420 \text{ Mpa}$  as assumed,

$$\text{NOW, } P_n = C_c + C_s - T$$

$$C_c = 0.85 * f_c * a * b = 0.85 * 30 * 788.92 * 800 = 16093.96 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' * (f_y - 0.85 * f_c') = 3436.117 * (420 - 0.85 * 30) = 1355.5 \text{ KN}$$

$$T = A_s * f_s = 3436.117 * 39.02 = -134.077 \text{ KN}$$

$$P_{ny} = 16093.96 + 1355.5 - (-134.077) = 17583.53 \text{ KN}.$$

$$M_{ny} = e * P_{ny} = 39.02 * 17583.53 = 686.12 \text{ KN.m}.$$

Calculating  $\emptyset$  :-

For compression controls:

$$\emptyset = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \left( \frac{250}{3} \right) \leq 0.9 \geq 0.65$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \frac{(d - c)}{c} = 0.003 * \frac{(735.5 - 986.15)}{986.15} = -0.000762$$

$$\emptyset = 0.65 + (-0.000762 - 0.002) \left( \frac{250}{3} \right) = 0.41 < 0.65 \text{ use } \emptyset = 0.65$$

So ;  $\emptyset P_{ny} = 0.65 * 17583.53 = 11429.29 \text{KN} > P_u \dots \text{OK}$

$$\text{Safety factor} = \frac{11429.29}{10041} = 1.42 \dots \text{Good}$$

4-Design the confinement reinforcement:

length  $l_o$ :

$$l_o \geq \frac{h_n}{6} = \frac{(3300-700)}{6} = 433.33 \text{ mm} ,$$

$$l_o \geq h, b = 800 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

Therefore,  $l_o = 800 \text{ mm}$

Spacing  $S_o$  along length  $l_o$  :

$$S_o \text{ for } f_y = 420 \text{ MP} \quad S_o \leq 6 db = 6 * 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_o \leq \frac{b}{4}, \frac{h}{4} = \frac{800}{4}, \frac{800}{4} = 200 \text{ mm}$$

$$S_o \leq s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 200}{3} \right) = 150 \text{ mm}$$

$$S_o \geq 100 \text{ mm}$$

$$S_o = 110 \text{ mm} , \text{ and } , S_o/2 = 55 \text{ mm}$$

Spacing  $S_1$  along Mid length of column :

$$S_1 \leq 6 db = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \quad \text{and} \quad S_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$S_1 = 110 \text{ mm}$$

$$\text{Check } P_u < 0.3 f'_c A_g \rightarrow 8006.53 < 0.3 * 30 * 800 * 800 = 57600 \text{ KN so}$$

Maximum spacing of shear reinforcement:

$$b_c = h - 2 * \text{cover} = 800 - 2 * 40 = 720 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \text{grater of:} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3 \left( \frac{800 * 800}{720 * 720} - 1 \right) * 720 * \frac{30}{420} = 3.61 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.09 b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * 720 * \frac{30}{420} = 4.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.2 * k_n * k_f * \frac{p_u}{f_{yt} * A_{ch}} * b_c = 0.2 * 1.11 * 1 * \frac{8006.53 * 10^3 * 720}{420 * 720 * 720} = 5.87 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{14}{14 - 2} = 1.071 \\ k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{31}{175} + 0.77 = 0.8 \text{ use } k_f = 1 \end{array} \right.$$

$$\text{So } \frac{A_{sh}}{s} = 12.2 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \rightarrow A_{sh} = 5.87 * s = 5.87 * 110 = 645.7 \text{ mm}^2$$

use 6 brunch  $\emptyset 12$  hoop @ 11 cm along  $l_o$

$$l_d = \text{grater of} \left\{ \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{420 * 1 * 1 * 1}{2.1 * 1 * \sqrt{30}} * 22 = 803.32 \text{ mm} \right.$$

- In direction  $h_1 = 1000 \text{ mm} \quad 4A_b > 0.0015 h_1 * s$

$$0.0015 * 1200 * 110 = 198 \text{ mm}^2$$

$$4A_b = 12 * 113.14 = 1357.68 \text{mm}^2 > 198 \quad \dots \text{OK}$$

$$\text{- In direction } h_2 = 700 \text{mm} \quad 2A_b > 0.0015h_2 \times s$$

$$0.0015 \times 500 * 110 = 82.5 \text{ mm}^2$$

$$2A_b = 5 * 113.14 = 565.5 \text{mm}^2 > 82.5 \quad \dots \text{OK}$$

(10.7.5.2.1)

$$\text{Lab splice} = 0.83 * 803.32 = 666.7 \text{ mm} \quad \text{use} \quad L = 0.66 \text{ m}$$

$$\text{For } \emptyset 18 \quad l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{5.4 * \lambda \sqrt{f_c}} = \frac{420 * 22}{5.4 * \lambda \sqrt{30}} = 312.4 \text{ mm} = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{minimum inside bend diameter is:} \quad 6 d_b = 6 * 22 = 132 \text{mm.}$$

$$l_{dh} = 0.32 + 0.132 = 0.452 \text{ m}$$

$$\text{use} \quad l_{dh} = 45.2 \text{ cm}$$

$$\text{and} \quad t_{ext} = 12 * 22 = 264 \text{mm.}$$

Type of Hook used:

$$\text{For seismic } \theta = 135^\circ \quad \text{and} \quad l_{ext} = \text{grater of } \begin{cases} 6d_b = 6 * 12 = 72 \text{ mm} \\ 75 \text{ mm} \end{cases}$$

$l_d$  : into footing or mat  $\geq 300 \text{ mm}$  .



# الباب العاشر

## محتويات الباب

235	تعريف السلالم .....
235	المواصفات الواجب توفرها في السلالم.....
235	مزايا و عيوب السلالم .....
236	مكونات السلالم .....
238	مواصفات الدرابزين .....
239	متطلبات عامه للسلالم .....
240	تصنيف السلالم .....
244	مثال على تحليل وتصميم السلم .....

• تعريف السلالم:-

السلالم عبارة عن عناصر إنشائية تستخدم للوصل بين الأدوار المختلفة حيث يوجد العديد من السلالم وتستخدم في الأبنية على حسب نوعها وموقعها في المنشأ وكذلك أبعاد السلالم تعتمد على مساقط المنشأ المعمارية وكذلك على أماكن استنادها.

وتوضع السلالم في مكان يخصص لها في المبنى (stair case) وتنشأ السلالم من سلسلة من الدرجات بطريقة مستمرة أو متقطعة، ويجب أن تصمم جميع السلالم وتنشأ بحيث تكون الحركة إلى أعلى وإلى أسفل من طابق إلى طابق آخر بأسلوب مريح وسريع وآمن. ويمكن للسلم أن يكون من أي مادة مناسبة مثل الطوب أو الحجر أو خشب البناء أو الفولاذ أو خرسانة أسمنت قوية.

تعتبر السلالم من العناصر الأساسية والواجب توفرها في جميع المباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، حتى لو تواجد في المبنى العدد الكافي من المصاعد وزاد ارتفاع المبنى عن مئات الأمتار فلا يمكن أبداً في أي حال من الأحوال تواجد منشأة بدون سلالم. وتعتبر السلالم من العناصر الأساسية التي يجب التعامل معها بحذر كما أنها تتطلب نوع من الإبداع ليس فقط في التصميم والشكل الديكوري بل كذلك من الناحية الإنشائية، ويبدأ ذلك من حيث اختيار الموقع الجيد والشكل الجميل والعملي في نفس الوقت.

تختلف رؤية المهندس المعماري عن رؤية المهندس الإنشائي في السلالم من حيث أن الأول يرى أن السلالم ما هي إلا وسيلة نقل بين الأدوار والمستويات المختلفة في المبنى، أما الثاني وهو المهندس الإنشائي فهو يرى أنها عناصر إنشائية سطحية مائلة تنقل أكبر حمل يمكن توقعه في المبنى لأعداد الناس المتواجدين فيه ويجب توفير عاملين أساسيين فيها وهما سهولة الوصول ونقل الأحمال بأمان للعناصر الإنشائية الداعمة لها.

من أهم المحددات للسلم هو الارتفاع الكلي للدور وهو ما سيكون عليه (في الأغلب) ارتفاع السلم

### • المواصفات الواجب توفرها في السلالم:

#### 1. المتانة والأمان:

وتكون مكافئة لمتانة المنشأ ويشيد بنفس أسلوب تشييد المنشأ.

#### 2. مقاومة الحريق:

وتكون بشكلين:

- مقاومة مادة السلم للحريق لمدة معينة .

- تقليل مخاطر انتقال الحريق.

#### 3. العزل الصوتي:

من خلال أسلوب الإنشاء : عزل السلم كمنشأ منفصل بمفصل بنائي عن باقي المنشأ ومعالجة مواد الإنهاء

### • المزايا:

1. تسهيل الحركة والربط بين الأدوار .

2 . نقل الحركة من الداخل الى الخارج .

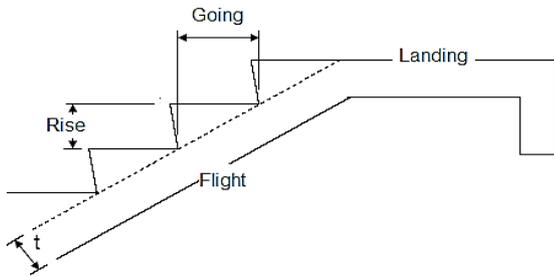
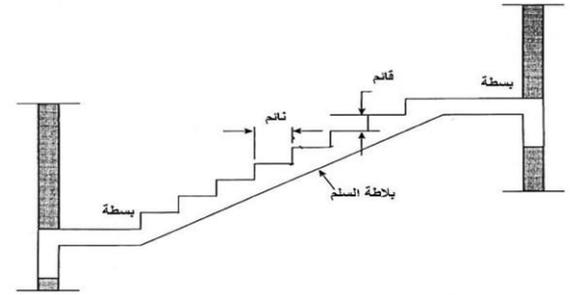
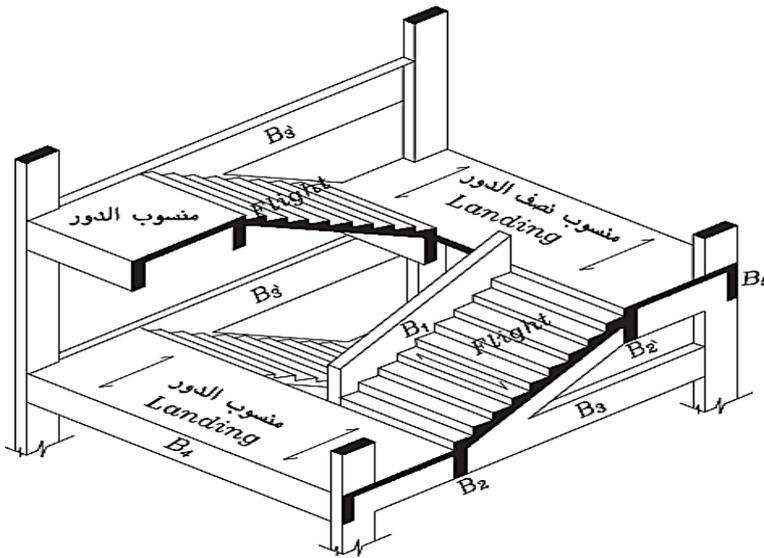
3 . تحديد المدخل في المباني.

4. الربط بين المستويات .

### ● العيوب:

1. تقل أهميتها بعد الطابق الخامس .
- 2 . لا تخدم الطوابق العليا في المباني المرتفعة .
- 3 . إذا زادت النسبة بين ابعاد الدرج او قلت قد تؤدي الى عدم اتزان القدم والسقوط من على السلم او الى ارهاقها واهدار المساحة.

### ❖ مكونات السالم:



#### ١. القائمة (Rise)

وهي عبارة عن المسافة الرأسية

بين كل درجتين ويكون ارتفاعها في

المباني العامة في حدود ( 15-18 cm).

اما في المباني السكنية فيكون هذا الارتفاع في حدود 15-20 cm. وفي المباني التعليمية يكون ضمن الحدود 16-17 cm. وبشكل

عام لا يقل ارتفاعها عن 10 cm ولا يزيد عن 20 cm.

#### ٢. النائمة (going or Run)

وهي عبارة عن المسافة الأفقية لسطح الدرج يكون عمقها في حدود 30 cm في المباني العامة اما المباني السكنية في

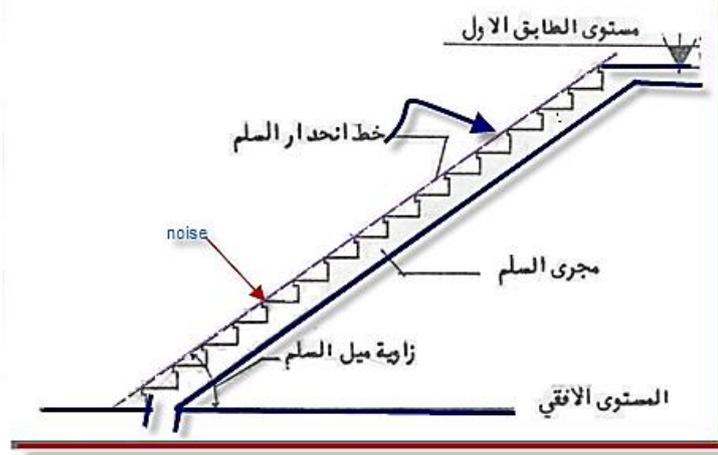
حدود 20-30 cm.

#### ٣. البلاطة (Waist)

وهي عبارة عن البلاطة الحاملة للدرجات حيث هي الجزء السفلي للسلم

## ٤. البسطة (Landing):

وهي المسافة الأفقية الموجودة اعلى وأسفل الدرج يستخدم كتغيير لاتجاه آخر أو للاستراحة في حالة السلالم الطويلة.

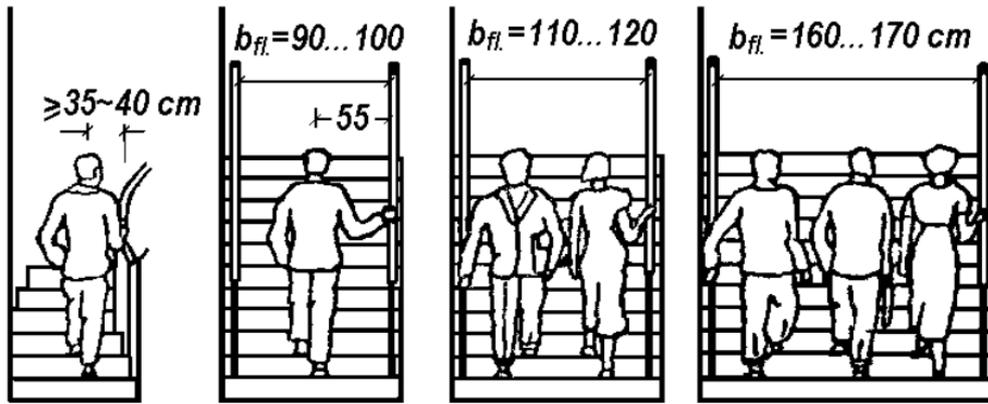


## ٥. الارتفاع الكلي للسلم:

وهو عدد الدرج الموجود بين كل طابقين ويتراوح عدد هذه الدرجات بين 20 الى 24 درجة .

## ٦. عرض الدرج

يكون حسب عدد الاشخاص الذين سيمرون في الدرج في نفس الوقت ويتم تحديد ذلك من قبل المعماري بحسب طبيعة واستخدام المنشأة، فلو كان من المخطط مرور شخص واحد فقط في السلم يكون عرضها 90-100 cm ولو كان من المفترض مرور شخصين فيكون أكثر من 110 cm وعادة يكون 110-120 cm أما لو زاد عدد الأشخاص وصولاً الى ثلاثة فيكون العرض المقبول 160-170 cm وذلك كما هو موضح بالشكل المبسط التالي:



## ٧. القلبة (Flight):

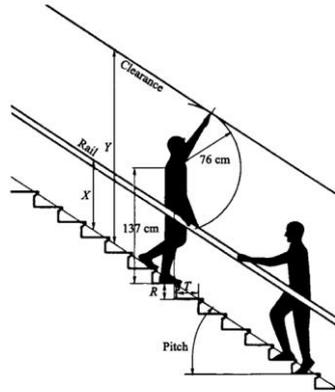
سلسلة من الدرجات موجودة في مستوي مائل واحد ويفضل ألا يقل عدد الدرجات في القلبة الواحدة عن درجتين ولا يزيد عن 12 درجة في المباني السكنية. هو الجزء المحصور بين طابقين أو بين طابق وبسطة

## ٨. البادي (Bull-nose step):

هو عبارة عن أول درجة في السلم وتأخذ أشكال مختلفة من حيث التصميم وتبعاً للغرض المعد لأجله السلم وتكون درجة ذات نهاية بها تكور أو كلا من البداية و النهاية بها تكور أو جزء زائد. وتكون في أول درجة أو درجتين من الأسفل. وهذا النوع من السلالم يكون عادة في أسفل درجة.

٩. أنف الدرج (Nosing) : هي عبارة عن بروز في النائمة الرخامية عن القائمة الرخامية و ليست الإسمنتية يكون الأنف عادة حلية بارزه من عرض السلم.

١٠. الانحدار أو زاوية ميل السلم (Pitch or slope) :  
يمثل الخط الوهمي الرابط بين رؤوس الدرجات أو (الأنوف) ويكون موازيا للسطح السفلي للسلم  
لزاوية بين فخذ السلم و منبسط الدرج .

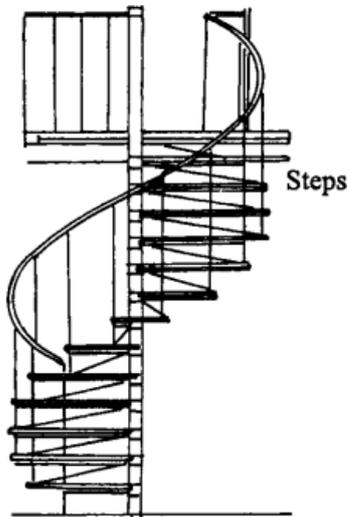


١١. الحصيرة:

دعامة مائلة تثبت بها النائمة والقائمة.

١٢. الدرابزين (Hand rail) :

عبارة عن حاجز الدرجات أو الحائل المثبت عند رؤوس الدرجات لحماية الصاعد أو النازل من السقوط. أو هو جزء منحدر على ارتفاع مناسب يوضع على السالم ليعطي العون و الحراسة للمستخدمين.

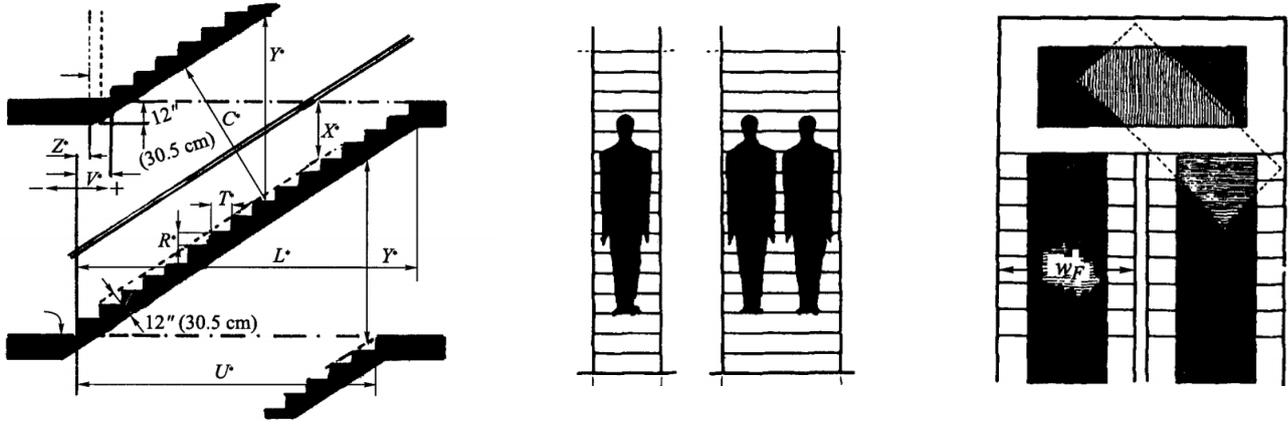


❖ مواصفات الدرابزين:

- يكون من مادة متينة.
- مقاوم للصدمات.
- نقطة ارتباطه مع السلم يجب أن تكون متينة أيضا.

## عمود الدرابزين:

(Balusters): الجزء العمودي عند أطراف الدرجات, و يكون بين الدرجات والدرازين.



## ❖ متطلبات عامه للسالم

## • متطلبات تصميم السلم العادي:

١. أن تكون النسبة بين القائمة والنائمة تتماشى مع القواعد المتفق عليها بحيث لا تقل زاوية الميل عن 25 درجة والتزيد عن 45 درجة، ويفضل ان تكون 25:35 درجة الا في السالم غير الهامة
٢. يجب أن تكون عرض الصدفات أكبر او تساوى عرض القلبات وان تكون الصدفة " باسطة الدور" اعرض من البسطات الوسطى.
٣. يجب ان يكون السلم جيد الإضاءة والتهوية ويلاحظ أن السالم ذات الدرازينات المصممة تحتاج الى فتحات إضاءة أوسع من الدرازينات المفتوحة او البرامق.
٤. يرى البعض ان يكون أكبر عدد للدرج للقلبة الواحدة يجب الا يتعدى عدد درجاته 12 درجة ، ويمكن جعلها 14 ، وقد يزيد العدد في الأدوار الارضية والصدفة بالضرورة المعمارية ، ويجب مراعاة ألا يقل استعمال من درجتين إلى ربع درجات في القلبة الواحدة.
٥. يجب أن نتحاشى استخدام درج المراوح ، خصوصا في السالم الرئيسية الا للضرورة القصوى لما ينتج عنه من حوادث.
٦. أن تكون القائمة والنائمة متساوية لجميع درجات السلم في الدور الواحد.

## ❖ الشروط العامة لتصميم السلم الدائري والحلزوني:

١. المفترض ان تقسيم محيط الدائرة يعطى عدد من النوائم والقوائم ، تناسب ارتفاع قامة الانسان.
٢. ويعطى عرض مناسب للنوائم من 20 : 40 سم.
٣. ويعطى عدد قوائم يناسب الارتفاعات 2.70 حتى 3.10 ..... وهكذا.
٤. كلما زاد قطر الدائرة - و بالتتالي محيط الدائرة - كلما كان هناك مرونة اكثر في زيادة عدد القوائم والنوائم ، فيقل ارتفاع النوائم عن 20 سم ، ويزيد عرض الدرجة عن 30 سم على القطر الخارجي .
٥. استنتاج ارتفاع الدرازين يؤخذ بارتفاع ثابت من النوائم ويتم التوصيل فيما بينهما.
٦. التقسيم الإشعاعي للدائرة يعطى فراغ اقل مما يفعله السلم الحلزوني ذو الفراغ الأوسط.
٧. تقسيم المحيط الدائري في ثلاث طرق:
٨. نقوم بتقسيم 360 / عدد القوائم ، و بالقانون : محيط الدائرة = 2 ط نق ، مقسوما على عدد القوائم بالفرجار.

## ❖ تصنيف السلالم

تصنف السلالم من حيث اتجاه البحور فيها الى:

سلالم ذات بحور عرضية وهي:

ا-سلالم مسنودة من الاتجاهين عن طريق جدران أو جسور.

ب-سلالم على شكل بلكونة بحيث تكون مدعومة بجسر واحد أو جدار واحد من جهة واحدة فقط.

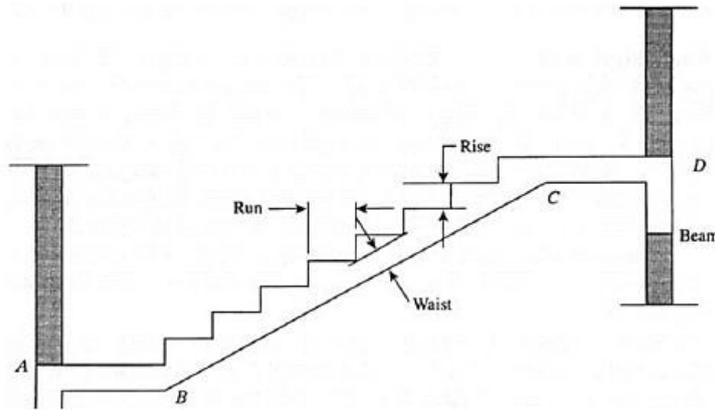
ج-سلالم بلكونية تُسند على جسر وسطي مائل مع ميلان السلم نفسه.

سلالم ذات بحور طولية، وهي تشمل باختصار الأنواع التالية:

ا-سلالم ذات ممر واحد فقط صاعد، ويكون تصرفها كبلاطة في اتجاه واحد، وهي

كما يوضحه الشكل التالي ويكون أكثر اقتصادية لو تم عمل جسور عند النقاط C وB.

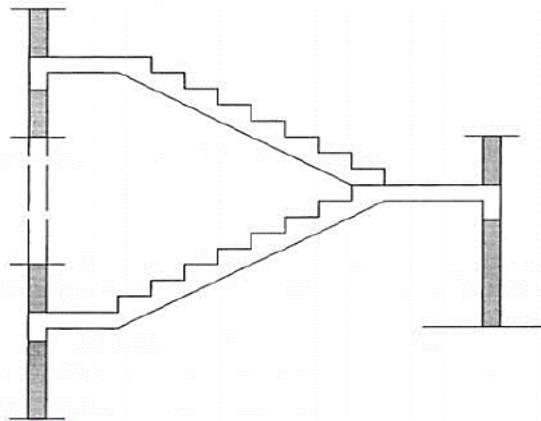
أو يتم عادة استخدام جسور على حافة السلم وهي النوع العرضي التي تكلمنا عنها.

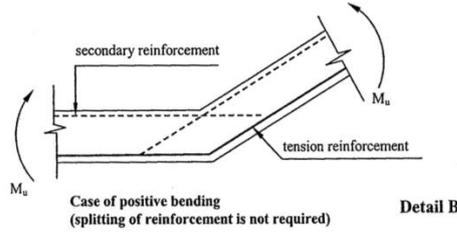
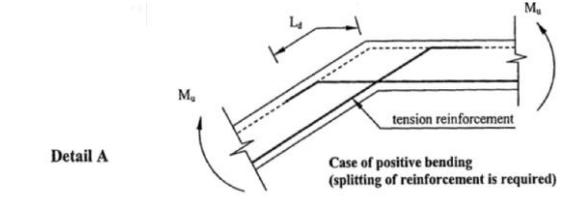
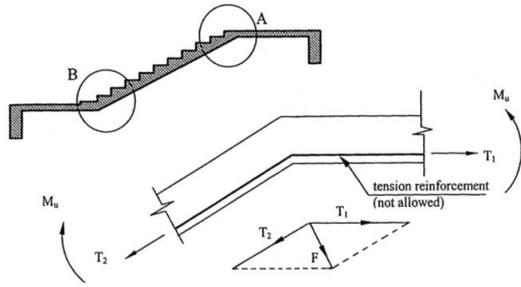


ب- سلالم ذات ممرين صاعدين، وهي النوع الأكثر ملائمة في المباني والأكثر تواجداً في الواقع العملي، وهذا النوع

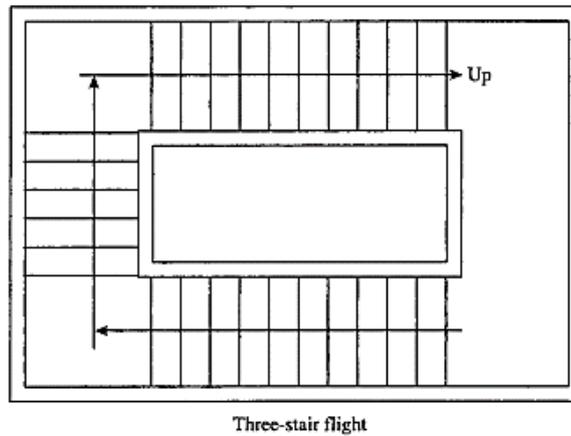
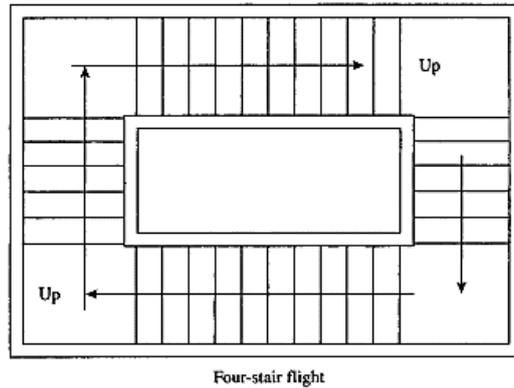
يسهل تنفيذه مقارنة بالأشكال الأخرى، كما يسهل تحليله والحصول على ركائز فيه بسهولة ووجود عدة بدائل

واقترحات، وهي كما يوضحه الشكل كـ ١١٠١١ .





ج - سلالم ذات ممرات صاعدة أكثر من اثنين، وعادة تستخدم هذه الحالة عندما تكون مساحة السلالم محصورة في المبنى، أو عندما تستخدم السلالم حول الغرفة الخاصة بالمصعد، وهي كما هو موضح بالشكل:



د- سلالم بلكونيه، وهي سلالم تستخدم غالباً كمهرب للطوارئ، وتُستند من جهة واحدة بجدار أو جسر، وتصمم هنا على أن كل درجة فيها تعمل على أنها جزءاً كابولي خاص، كما هو موضح بالشكل التالي:

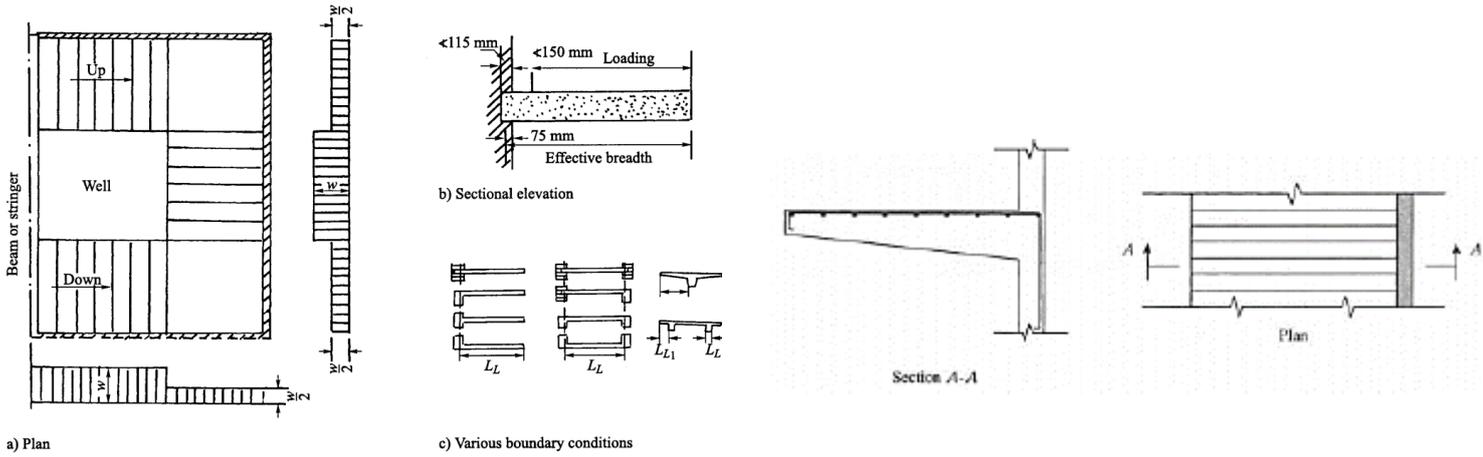
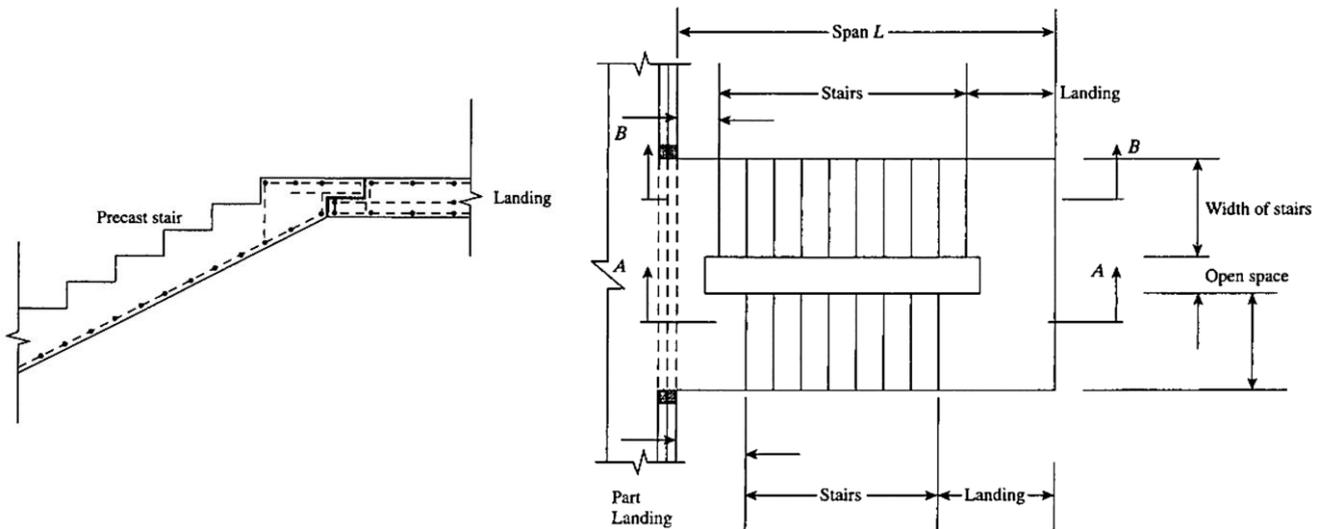


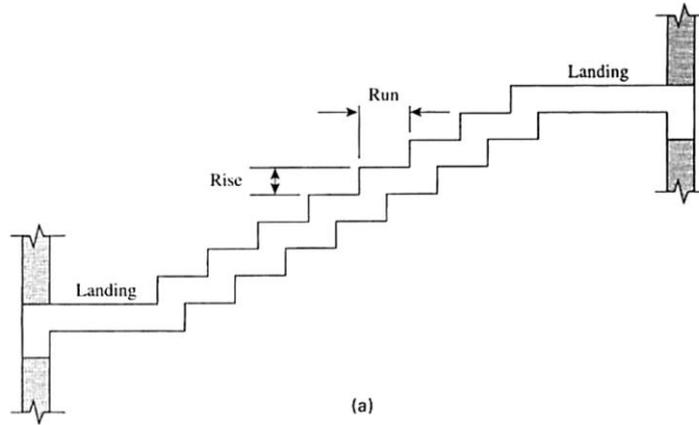
Figure 1.5. Free-standing stair-cantilever type.

هـ -سالم ذات ممرات مسبقة الصب، وهذه تستخدم عندما يتطلب الأمر الحاجة الى السرعة في الإنشاء، ويتيح هذا الأسلوب استخدام أشكال مختلفة ومتنوعة، كما تسهل من استخدام المواد بحسب ما هو مطلوب، مثال على ذلك الشكل التالي:

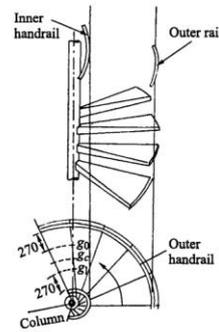
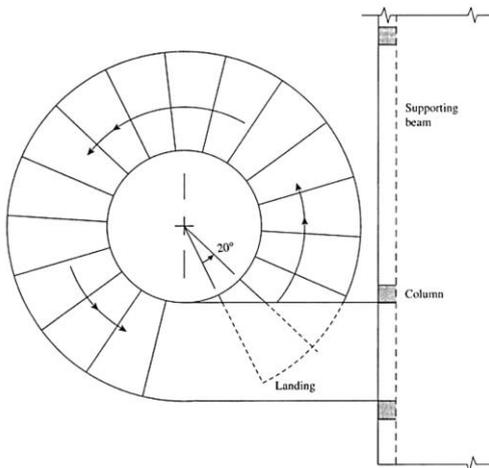
و-سلم حر النهاية، وهنا تكون الجزئية الخاصة Landing معلقة في الهواء بدون ساند وهذا يسبب قوى التواء كبيرة على البلاطة الساندة، وهي كما يوضحه الشكل التالي:



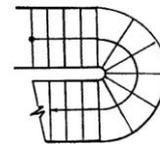
ز-سالم ذات تدرجات من الأعلى والأسفل، ويكون عادة مفضل من قبل المعمارين بالذات، وهي كما يوضحه الشكل التالي:



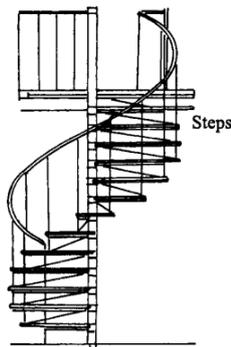
- سلم حلزوني، وهو عبارة عن سلم ثلاثي الأبعاد انشائياً، ويستخدم بشكل واسع في القاعات الكبيرة لما له من شكل جمالي، وكذلك في المباني التي تكون فيها مساحة المنطقة المخصصة للسالم صغيرة، ويكون تنفيذها أصعب وتكلفتها أكثر من الأنواع السابقة، وهي كما هو موضح بالشكل التالي:



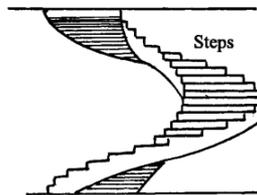
d) Details of a spiral staircase



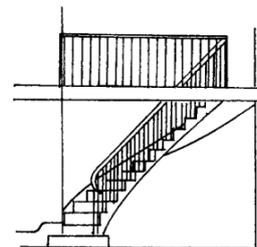
e) Part circular plan with straight flights



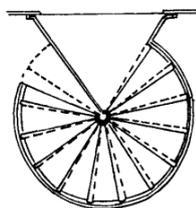
i. Elevation



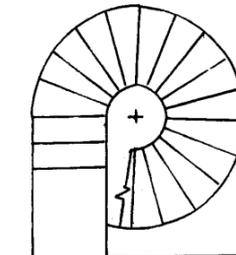
i. Sectional elevation



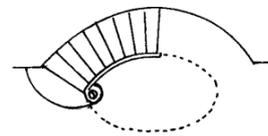
i. Elevation



ii. Plan



ii. Plan



ii. Plan

**(Example) مثال على تحليل وتصميم السلم**

**Data:**

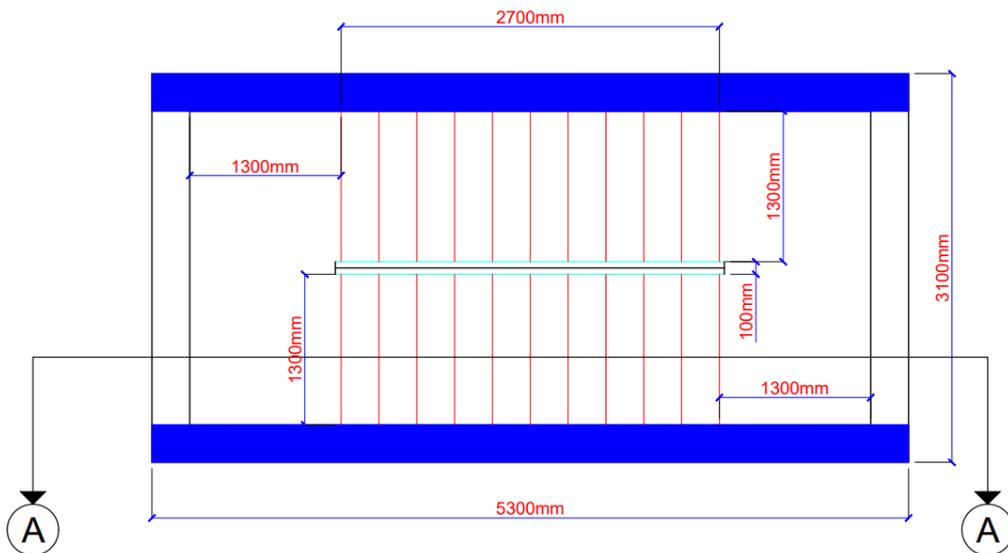
$F_y = 420 \text{ MPa}$

$f_c' = 25 \text{ MPa}$

$L. L = 4.79 \text{ KN/m}^2$

rise of each step = 17.5cm

horizontal length of step = 30cm



Number of rises =  $\frac{3.5}{0.175} = 20$

Number of rises for one flight =  $\frac{20}{2} = 10 < 12 \text{ OK}$

Minimum thickness =  $\frac{L}{25} = \frac{5.3}{25} = 0.212\text{m}$

assume thickness( $t_s$ ) = 220mm

$\theta = \tan^{-1}(175/300) = 30.25^\circ$

$h_v = \frac{1}{\cos 30.25} = 1.157 * 220 = 254.7 \text{ mm}$

Own weight of slab =  $1.157 * 0.22 * 25 = 6.36 \text{ KN/m}^2$

finishing load = weight of (tiles + mortar + sand + plaster)

$$\text{finishing load} = 20 * 0.02 + 18 * 0.02 + 16 * 0.05 + 20 * 0.015 = 1.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D.L} = 1.86 + 6.36 = 8.22 \text{ KN/m}^2$$

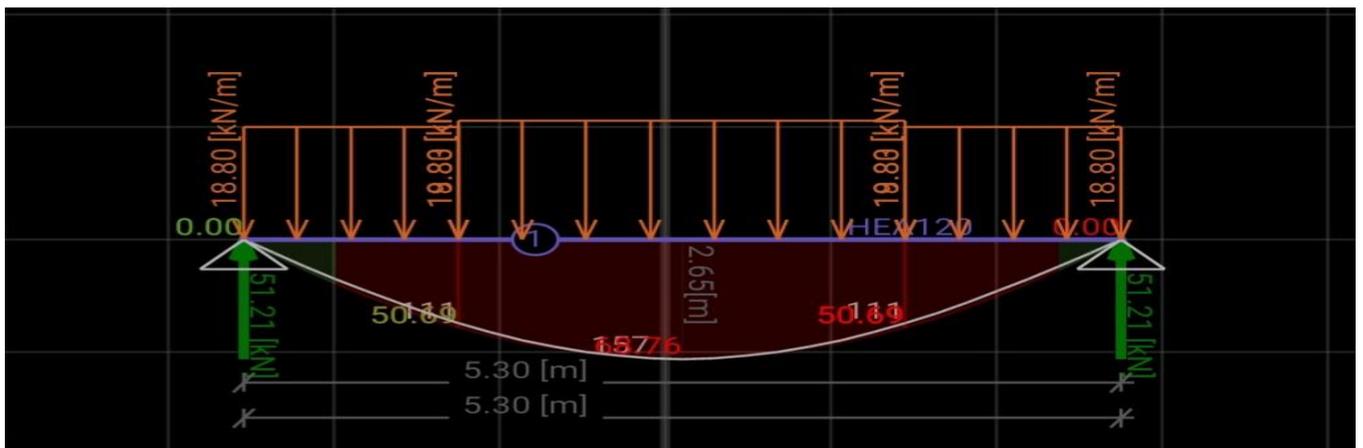
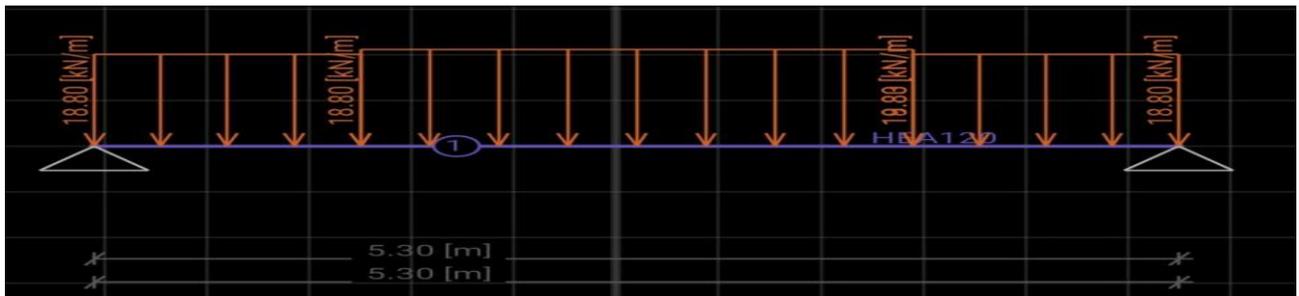
$$\text{L.L} = 4.79 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = (1.2 \times 8.22 + 1.6 \times 4.79) \times 1.3 = 19.83 \text{ KN/m}$$

**Slab load for two horizontal parts:**

**For landing**

- slab load =  $0.22 \times 25 = 5.5 \text{ KN/m}^2$
- finishing load =  $1.86 \text{ KN/m}^2$
- D.L =  $5.5 + 1.86 = 7.36 \text{ KN/m}^2$
- L.L =  $4.79 \text{ KN/m}^2$
- $W_u = (1.2 \times 7.36 + 1.6 \times 4.79) \times 1.3 = 18.8 \text{ KN/m}$



$$V_u = 51.21 \text{ KN}$$

$$M_u = +68.76 \text{ KN.m}$$

**Design of Reinforcement :**

$$M_u = +68.76 \text{ KN.m}$$

Assume 20 mm cover and  $\emptyset 12$

$$d = t - \text{Cover} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 220 - 20 - \frac{12}{2} = 194 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0.85 \times F_c'}{F_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \frac{M_u}{b \times d^2}}{1.7 \times 0.9 \times F_c'}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{420} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 * \frac{68.76 \times 10^6}{1300 \times 194^2}}{1.7 \times 0.9 \times 25}} \right) = 0.00386$$

**Reinforcement in the main direction (long):**

$$A_s = \rho b d = 0.00386 \times 1300 \times 194 = 974.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396 \text{ mm}^2$$

USE 7 $\emptyset$ 16mm/width

$$S = \frac{130}{7} = 19 \text{ cm}$$

**Check Maximum Spacing:**

$$S_{\text{max}} = 3 \times t = 3 \times 22 = 66 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{max}} \text{ Use } 7\emptyset 16 @ 19 \text{ cm}$$

**Reinforcement in the horizontal direction:**

$$A'_s > \begin{cases} 20\% A_s \\ 0.0018 \times b h \end{cases} = \begin{cases} 0.2 \times 975 = 195 \text{ mm}^2 \\ 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$\therefore A'_s = 396 \text{ mm}^2$$

USE 6 $\emptyset$ 10mm/m'

$$S = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < S_{\text{max}} \text{ So use } 6\emptyset 10 @ 16 \text{ cm}$$

**Check Shear**

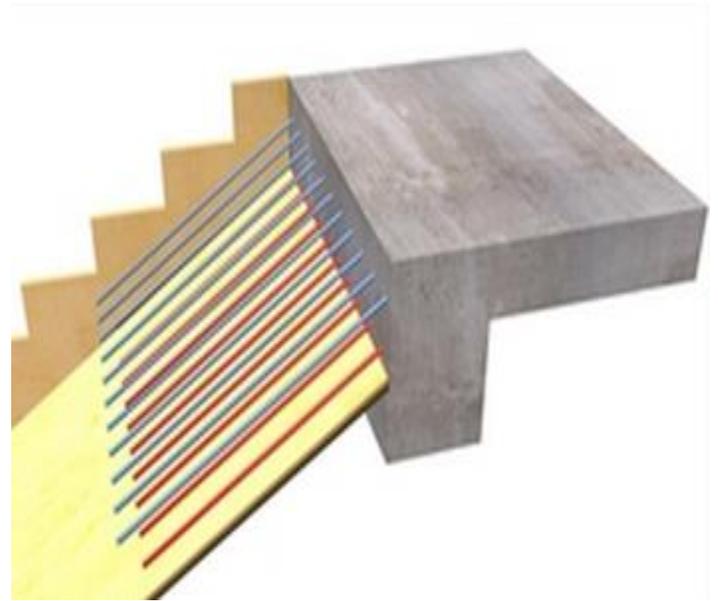
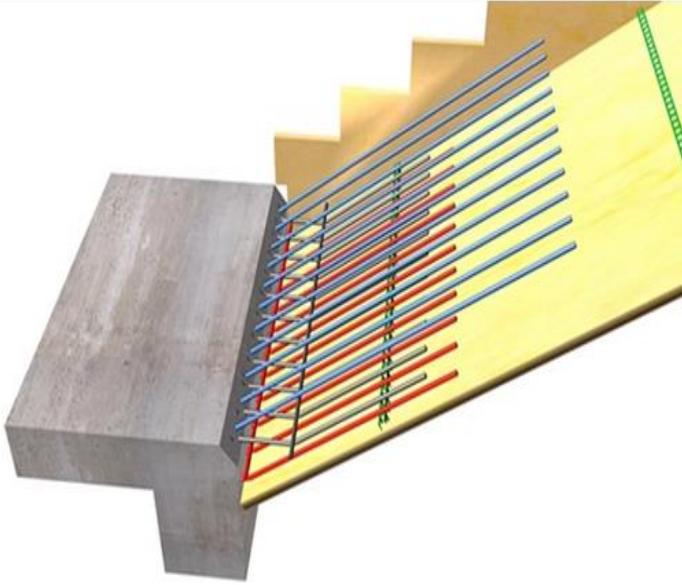
$$V_u = 51.21 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.17 \times \sqrt{F_c'} \times b \times d = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{25} \times 1300 \times 194 \times 10^{-3} = 160.8 \text{ KN}$$

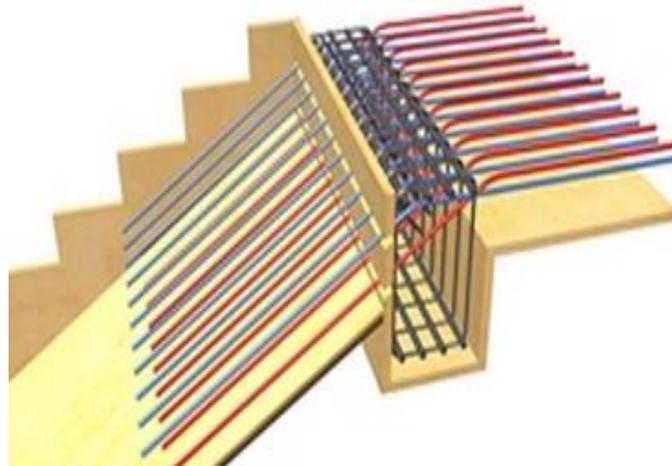
$\phi V_c > V_u$  Shear is adequate.

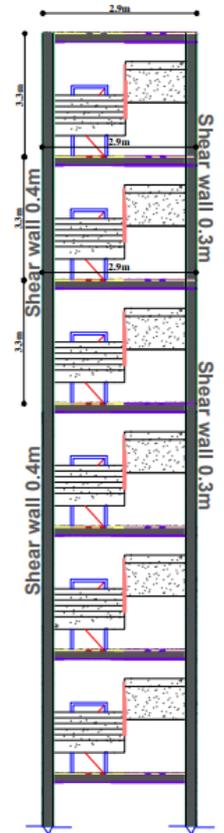
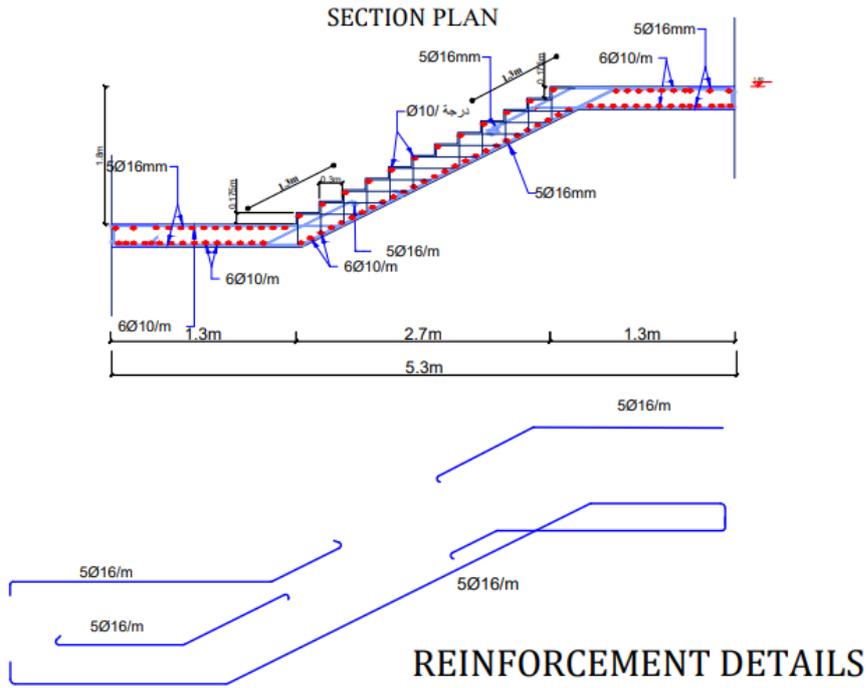
وفيما يلي رسم توضيحي لحديد التسليح في قاعدة الدرج

رسم توضيحي لتكسيح الحديد في اعلى السلم



وفيما يلي رسم توضيحي لحديد تسليح الدرج مع الجسر المرتكزه  
علية





# الباب العاشر

جدران القص Shear  
Wall



## مقدمة نظرية عن جدران القص الخاصة Special Shear Wall

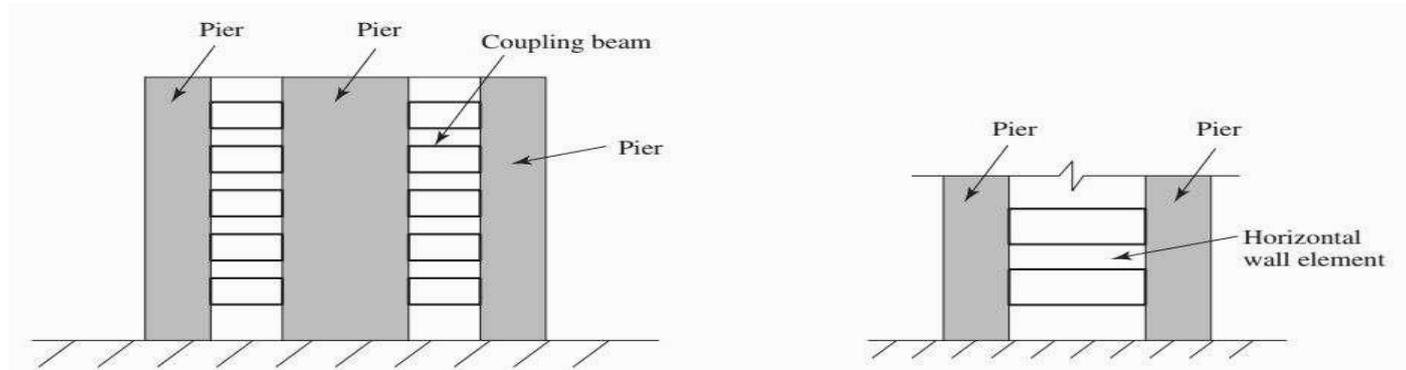
تهدف المباني المصممة وفقاً للأحكام الزلزالية الواردة في ACI-318 و ASCE 7 واكواد البناء المماثلة إلى مقاومة حركات الزلازل من خلال استجابة مطيلة غير مرنة (ductile inelastic response) للعناصر الإنشائية المختارة. بالنسبة للجدران الإنشائية، تختلف طبيعة ومدى الاستجابة غير المرنة باختلاف مقاومة الجدار وتكوينه. لذلك فرض الكود عند تصميم جدران القص الخاصة متطلبات إضافية على تصميم وتفاصيل حديد التسليح، حتى تتمكن من الإستجابة على النحو المرغوب.

### • تكوين وأشكال جدران القص Wall configuration

يوضح الشكل (1) عناصر جدار قص مع وجود فتحات (openings). وتتألف جدران القص التي لديها فتحات من أقسام جدارية أفقية وأقسام جدارية رأسية. يحيط بالقسم الجداري الرأسي أفقياً فتحتين أو فتحة وحافة. بشكل مشابه، يحيط بالقسم الجداري الأفقي رأسياً فتحتين أو فتحة وحافة.

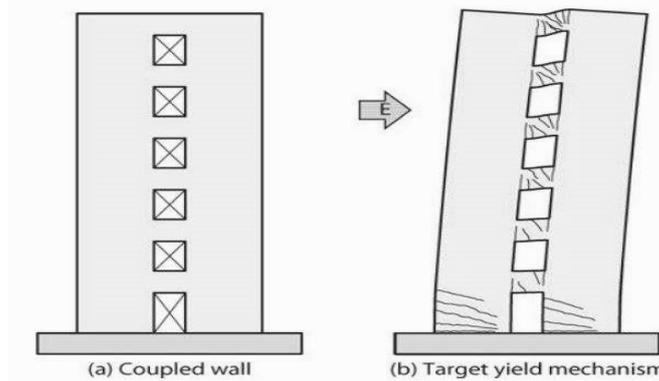
لبعض جدران القص أقسام جدارية رأسية ضيقة والتي يمكن اعتمادها كأعمدة، إلا أن أبعاد هذه الأعمدة لا تحقق متطلبات أعمدة الإطارات العزمية الخاصة. يعرف الكود ACI 318 الركيزة الجدارية (Wall Pier) عن طريق أبعادها التي تحقق

$$.hw /lw \geq 2.0 \ \& \ lw /bw \leq 6$$



Elements of the wall with openings :(1)

يشير مصطلح الجدران المربطة (Coupled Wall) إلى الجدران الظرفية المتصلة عن طريق جسور رابطة (coupling beams) مصطفة بشكل رأسي على كامل ارتفاع الجدار. الهدف التصميمي هو تطوير ميكانيزم خضوع مطاوعة (Ductile Yielding Mechanism) في الجسور الرابطة على كامل ارتفاع الجدار ومن ثم الخضوع على الانعطاف (Flexural Yielding) عند قاعدة كل جدار ظفري، الشكل (2). يمكن تفصيل الجسور الرابطة اعتماداً على شكلها الهندسي والقوى التصميمية إما كجسور مسلحة بشكل تقليدي أو كجسور مسلحة بشكل قطري (Diagonally Reinforced).



Coupled wall geometry and target yield mechanism :(2)

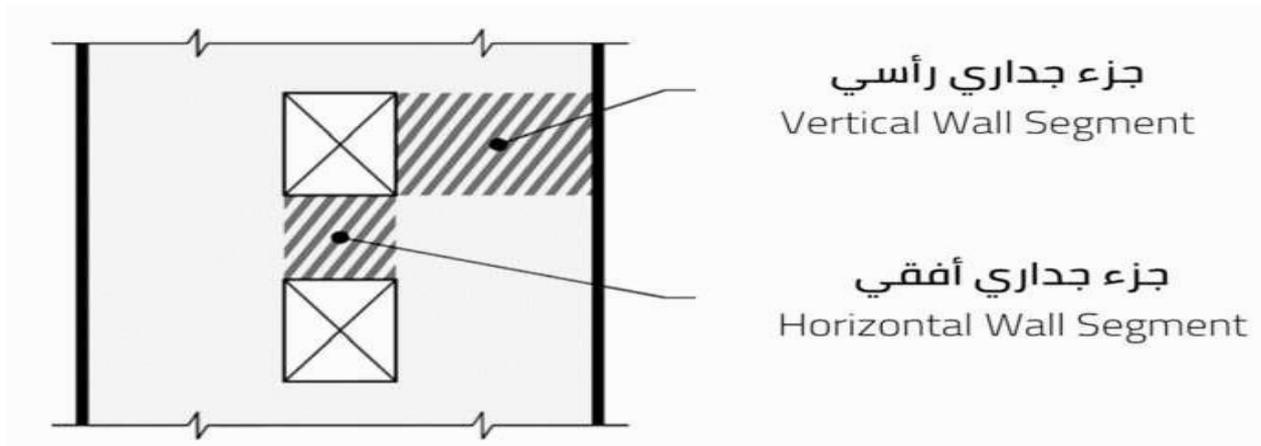
### • التوزيع النسبي لجدران القص Wall Proportioning

يمكن أن توجي اعتبارات الكلفة بتصميم مقاطع عرضية ذات وزن أصغري، إلا أن هذه المقاطع قد تكون صعبة الإنشاء بالإضافة إلى إمكانية الحصول على أداء غير جيد لها. في حال اتخاذ القرار بإدراج جدران القص في الجملة الإنشائية للبناء، فستهيمن تفاصيل التسليح والقوالب (Formwork) على الكلفة. من المحتمل ألا يكون لاختيار جدار قص ذو سماكة أكبر أي تأثير ملحوظ على كلفة الإنشاء والوظيفة (Functionality). إلا أنها ستخفف من ازدحام التسليح Reinforcement Congestion وستحسن من الأداء الزلزالي.

على الرغم من عدم وجود أي توجيهات في الكود ACI 318 بخصوص السماكة الدنيا لجدران القص، إلا أن الحد الأدنى العملي لسماكة جدران القص الخاصة هو 20 cm. يتحسن عادة أداء الجدران ويكون هناك سهولة نسبية في التنفيذ في حال كانت السماكة الدنيا 30 cm عند وجود عناصر طرفية خاصة (Special Boundary Elements) و 25 cm في الحالات الأخرى. تتطلب جدران القص التي تشمل جسور رابطة بتسليح تقليدي سماكة دنيا 35 cm لتستوعب مسافة التغطية اللازمة والتباعد بين القضبان، مع العلم أن 40 cm هو حد أدنى عملي في حال استخدام جسور رابطة بتسليح قطري.

#### • الركائز الجدارية wall piers

الركيزة الجدارية (Wall Pier) هي عبارة عن جزء جداري رأسي ضيق و الذي يمكن اعتباره من حيث المبدأ كعمود، لكن أبعاده لا تحقق متطلبات أعمدة الإطارات العزمية الخاصة. يعتبر الجزء الجداري الرأسي ركيزة جدارية في حال كان  $h_w / l_w \geq 2.0$  &  $l_w / b_w \leq 6$  حيث تشير  $h_w$  و  $l_w$  و  $b_w$  إلى أبعاد الجزء الجداري الرأسي. يتبع تصميم الركائز الجدارية المتطلبات المعتادة لتصميم أجزاء الجدار الرأسية، لكن يجب تطبيق بعض المتطلبات الإضافية.



#### • تدابير التصميم الحاكمة للأجزاء الجدارية الرأسية (Vertical Wall Segment)

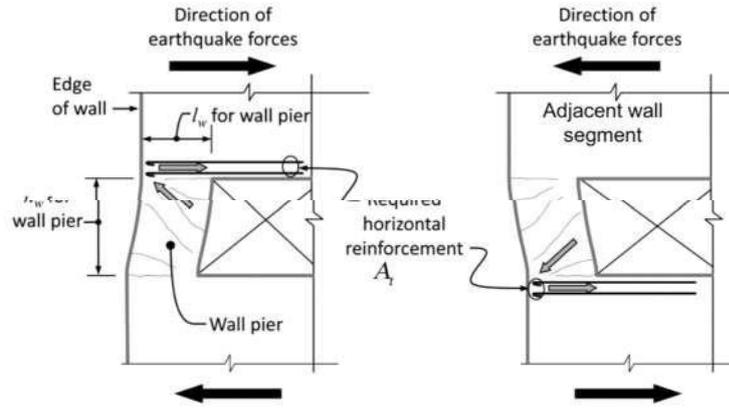
يلزم الكود ACI 318 بتصميم الركائز الجدارية بحيث تحقق متطلبات أعمدة الإطارات العزمية الخاصة المتضمنة في البنود ( ACI 318 section 18.7.4 - 18.7.5 - 18.7.6). والتي تتناول أنواع وصلات التراكب (Splice Type) وموضعها، وتسليح التطويق، و متطلبات مقاومة القص السارية المفعول على أعمدة الإطارات العزمية الخاصة.

المتطلبات البديلة لتصميم الركائز الجدارية التي تحقق نسبة الأبعاد  $l_w / b_w < 2.5$  كمايلي:

- تحدد قوة القص التصميمية  $V_u$  (Design Shear Force) إما كقوة القص المرافقة لتطور  $M_{pr}$  (مقاومة العزم المحتملة) عند كلتا نهايتي الركيزة الجدارية أو قوة القص المحددة عن طريق تحليل المنشأة تحت تأثير تراكيب الأحمال الزلزالية الخاصة (التراكيب التصميمية متضمنة تأثيرات الزلازل مضروبة بعامل المقاومة الزائدة  $\Omega$ ).
- تحسب المقاومة التصميمية  $\phi V_n$  وفقاً للتدابير المعتادة بالنسبة للجدران. على الرغم من عدم إلزام الكود ACI 318 بذلك، إلا أنه من الاحتياط والتعقل تخفيض مقاومة القص إذا كان المقطع معرض لشد صافي، بطريقه مشابهة للمتطلبات الخاصة بالأعمدة.
- يلزم التسليح العرضي بشكل أساور (Hoops) إلا عندما يتم تزويد الركيزة بستارة وحيدة فقط من تسليح القص الموزع (هذه الحالة المسموحة فقط عند تحقق  $V_u \leq 0.17 A_c v \lambda \sqrt{f_c}$  و عندئذ يسمح باستخدام تسليح قص ذو رجل وحيدة مع عكفات 180 عند كل نهاية بحيث تطوق التسليح الرأسي الطرفي).
- يؤخذ التباعد الأعظمي للتسليح العرضي 15 cm. يجب أن يمتد التسليح العرضي على الأقل 30 cm أعلى وأسفل الطول الصافي للركيزة الجدارية. يجب تزويد الركيزة بعناصر طرفية خاصة حسب ما هو لازم بالطريقة II (الطريقة المبنية على الإجهادات).

$$v_n = b_w \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{A_t f_y}{l_w}$$

$l_w$  of the adjacent wall segment



من أجل الركائز الجدارية المتموضعة عند حافة الجدار، يجب تأمين تسليح أفقي عند أجزاء الجدار المجاورة لأعلى وأسفل الركيزة الجدارية. تحدد كميته بحيث تؤمن نقل قوة القص التصميمية من الركيزة الجدارية إلى أجزاء الجدار المجاورة. يتم أولاً تحديد قوة القص التصميمية  $V_u$  في الركيزة الجدارية. ثم تحدد مقاومة القص الاسمية الواحدة  $V_n$  (القوة على وحدة الطول) لجزء الجدار المجاور. عندئذ يحسب الطول الكلي للتسليح الأفقي اللازم من العلاقة  $V_u/\phi V_n$

**Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments<sup>1)</sup>**

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, ( $h_w/l_w$ )	Length of vertical wall segment/wall thickness ( $l_w/b_w$ )		
	$(l_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (l_w/b_w) \leq 6.0$	$(l_w/b_w) > 6.0$
$h_w/l_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/l_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

<sup>1)</sup>  $h_w$  is the clear height,  $l_w$  is the horizontal length, and  $b_w$  is the width of the web of the wall segment.

### مبادئ تصميم جدران القص الخاصة Principle Design Special shear wall

تهدف المباني المصممة وفقاً للأحكام الزلزالية الواردة في ACI 318 و ASCE 7 واكواد البناء المماثلة إلى مقاومة حركات الزلازل من خلال استجابة مطيلة غير مرنة (ductile inelastic response) للعناصر الإنشائية المختارة. بالنسبة للجدران الإنشائية، تختلف طبيعة ومدى الاستجابة غير المرنة باختلاف مقاومة الجدار وتكوينه. التصميم الجيد يتوقع الألية غير المرنة ويوفر أبعاداً وتفصيل في الجدار تمكنه من الاستجابة على النحو المرغوب.

في هذا الجزء سوف نميز بين الجدران النحيفة (slender walls) والجدران القصيرة (squat walls) بسبب الاختلاف في آليات المقاومة والاختلاف في توقعات السلوك أثناء الزلازل، حيث يعتمد سلوك الجدران على نسبة الأبعاد للجدار.

يشبه سلوك الجدران النحيفة (حيث  $h_w/l_w \geq 2.0$ ) سلوك الأظفار العاملة على الانعطاف (Flexural Cantilevers) النمط المفضل للسلوك اللامرن للجدران النحيفة هو خضوع انعطاف مطاوع (Ductile Flexural Yielding) عند المقطع الحرج، من دون انهيار على القص (shear failure).

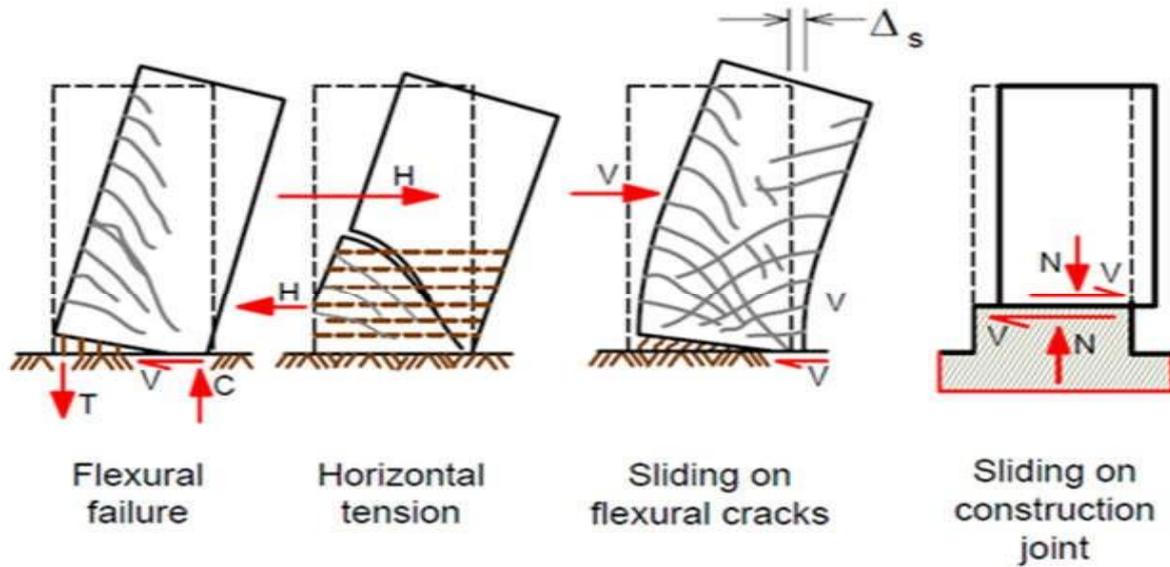
تميل الجدران ذات نسبة الأبعاد المنخفضة جداً ( $h_w/l_w \leq 0.5$ ) إلى مقاومة الأحمال الجانبية عن طريق ميكانيزم عنصر الضغط القطري (Diagonal Strut) حيث تتم مقاومة القص عن طريق الخرسانة والتسليح الموزع الأفقي والرأسي.

من أجل نسب الأبعاد المتوسطة ( $0.5 < h_w/l_w < 2.0$ ) يتراوح سلوك الجدار بين الحالتين المشروحتان أعلاه. يعتبر عادة الخضوع على القص (Shear Yielding) للجدران النحيفة أمراً غير مقبول نظراً لأنه تخفض من قدرة التشوه اللامرن (Inelastic Deformation Capacity) إلى ما دون الحدود المتوقعة. يعتبر خضوع القص للجدران القصيرة جداً أمراً مقبولاً نظراً لأن هذه الجدران تملك مقاومة متأصلة عالية (High Inherent Strength) وطلبات مطاوعة منخفضة (Low Ductility Demands).

• الجدران النحيفة

يبين الشكل (3) أنماط الانهيار المتوقعة لجدران القص العالية والتي يمكن تلخيصها بالحالات التالية:

- انهيار الانعطاف حيث يتشكل مفصل لدن Plastic Hinge بأسفل الجدار ويعتبر هذا النمط مطاوع Ductile عند الالتزام بتفاصيل التسليح المطلوبة كما جاءت بالكودات العالمية الحديثة.
  - انهيار بالتشد القطري أو الأفقي. (كما يمكن أن يحدث انهيار بالضغط القطري في حالات خاصة)
  - انهيار بالقص المنزلق (حصول انزلاق نسبي) عند اتصال الجدار بالأساس أو عند وجود فاصل صب.
- أنماط أخرى مثل عدم كفاية إرساء التسليح أو حدوث تحنيب خارج المستوى لطرف الجدار... الخ.



الشكل (3)

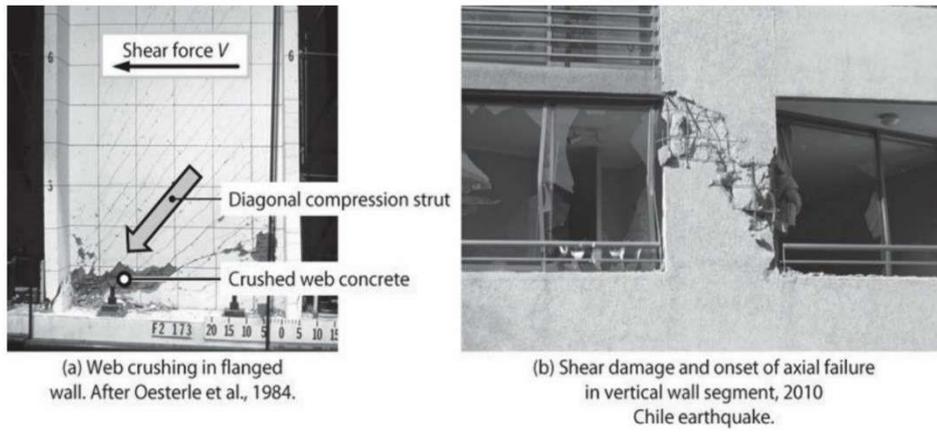
• أنماط انهيار جدران القص الخاصة

▪ الوصول إلى خضوع إنعطاف مطاوع (Achieve Ductile Flexure Yielding)

يحافظ التصميم الجيد للجدار على قيم القوة المحورية أقل بشكل مناسب من النقطة التوازنية بحيث يتلبدن تسليح الشد بسبب الانعطاف قبل وصول مناطق الضغط في الخرسانة إلى قدرة التشوه على الضغط. باعتماد المصطلحات الفنية للكود، يجب تجنب الجدران ذات الضغط المتحكم (Compression-controlled Walls) أي المقاطع التي يصل فيها تشوه الخرسانة إلى القيمة 0.003 قبل خضوع تسليح الشد. على الرغم من سماح الكود 318ACI بوصول قيم القص المصعد على أرجل الجدار المنفصلة حتى  $V_u \leq \phi(0.66A_{cv}\sqrt{f_c})$ ، إلا أن هذا سيؤدي إلى انخفاض قدرة المطاوعة على الانعطاف لهذه الجدران. من المستحسن أن لا تتجاوز قوة القص المصعدة و المحسوبة عن طريق الأخذ بعين الاعتبار المقاومة الزائدة للانعطاف (Flexural Overstrength) القيمة  $(0.33 \phi A_{cv}\sqrt{f_c})$  وحتى القيمة  $(0.5 \phi A_{cv}\sqrt{f_c})$  وبالتالي لا تتخفف قدرة المطاوعة على الانعطاف.

▪ تجنب الانهيار بالقص (Avoid Shear Failure)

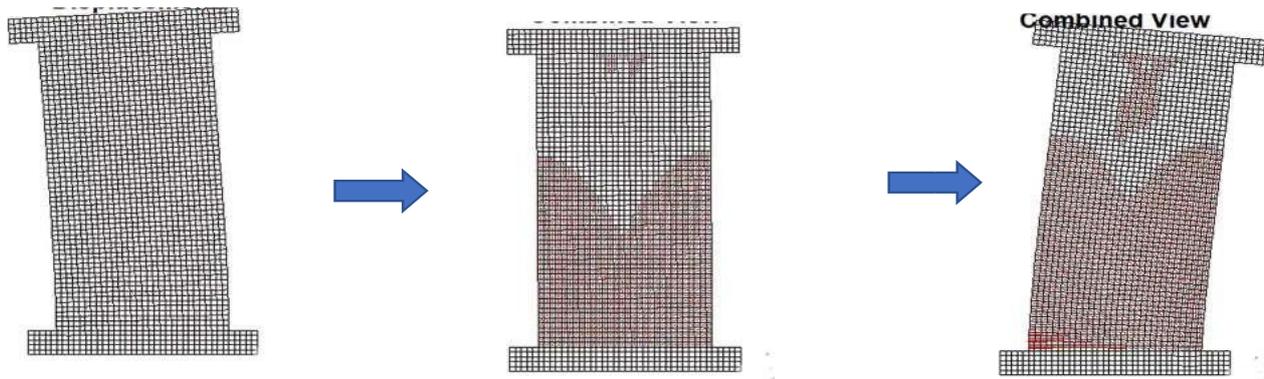
يمكن أن سيؤدي فشل القص في جدار نحيف (slender wall) إلى فقدان المقاومة بسرعة عند الازاحات (drifts) أقل من تلك المتوقعة في التصميم. يمكن أن يؤدي فشل القص أيضاً إلى الإضرار بالمقاومة المحورية للجدار. هذا ينطبق بشكل خاص على الجدران التي تقاوم قوى القص العالية (التي تتجاوز  $0.083 A_{cv}\sqrt{f_c}$ )، لأن الانهيار بالقص في هذه الجدران يمكن أن يحدث بسبب تكسر في الجسد (web crushing) الشكل (4-a). بالنسبة للركائز الجدارية النحيفة (slender wall piers) نسبياً الشكل (4-b)، يمكن أن يؤدي فشل القص إلى إنشاء مستوى انهيار مائل يمكن أن يحدث على طوله فشل محوري. لهذه الأسباب، يجب على المهندس تصميم جدران نحيفة لتجنب فشل القص.



Web crushing due to high shear force in laboratory test. (a) Web crushing in flanged wall. (After Oesterle et al., 1984.) (b) Shear damage and onset of axial failure in vertical wall segment, 2010 Chile earthquake.

الشكل (4):

في الشكل (5) عبارة عن شرح سلوك الانهيار لجدار قص خاص SSW منمذج على برنامج Ansys بحيث تم تعريض الجدار حمولات دورية معكوسة متزايدة مع الزمن. حيث نلاحظ كيفية تطور التشققات في البداية والنتيجة عن الانعطاف.. قبل أن تبدأ التشققات القطرية الناتجة عن القص بالظهور في جسد الجدار.. ومع تطور التشققات باتجاه المنطقة الركنية يفقد الجدار الخرساني قدرته على تحمل الإجهادات الضاغطة المطبقة في دورات التحميل اللاحقة.. ومع تكرار التحميل وزيادة معدل التدهور يفقد الجدار صلابته في منطقة الاتصال مع الأساس ويحدث حالة قص انزلاقي للجدار ككل بالنسبة للأساس ولذلك تعتبر أهمية العناصر الطرفية هي منع حصول انهيار انعطاف للجدار الخرساني وإعطاءه مطاوعة عالية تجعله أكثر مقاومة للإجهادات المطبقة عليه.



الشكل (5)

#### • الجدران القصيرة

تميل سلوك الجدران القصيرة (نسبة الارتفاع الى الطول المنخفضة) إلى التحكم فيه بواسطة آليات مقاومة القص (shear resistance) بدلاً من خضوع الانحناء (flexural yielding). على الرغم من انخفاض القدرة المطاوعة للإزاحة (displacement mechanisms) ، إلا أن هذا غالباً ما يكون مقبول لأن المباني المدعمة بجدران قصيرة تميل إلى أن تتمتع بمقاومة متأصلة عالية (ductility capacity high) ، وطلبات مطاوعة منخفضة (low inelastic demands). يجب مراعاة نوعين من انهيارات القص: القص الناتج داخل جسد الجدار (wall web) وانزلاق القص (shear sliding) عند فواصل البناء .

متطلبات التصميم لجدران القص الخاصة

(R18.10.3 Design forces)

The possibility of yielding in components of structural walls should be considered, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be in excess of the shear indicated by lateral load analysis based on factored design forces

• قوة القص التصميمية (Design force)

يجب الأخذ بالحسبان احتمال وصول بعض الأجزاء إلى حد الخضوع، مثلاً جزء الجدار المحصور بين نافذتين، ففي هذه الحالة فإن القص الفعلي يمكن أن يزيد عن القص الناتج من التحليل الإنشائي للقوة الأفقية اعتماداً على القوة التصميمية المصعدة.

في الكود الأمريكي اصدار ٢٠١٩ الذي صدر مؤخراً قام الكود ACI بتعديل طريقة تصميم القص في الجدران من اجل ضمان تكون مفصل لدن انعطافي قبل حصول انهيار قص للجدر عند القاعدة مما يضمن حصول انهيار مرن ومطواع للجدار وذلك من خلال تكبير قوة القص التصميمية بشكل كبير قد تصل حتى ثلاث أضعاف.

:

18.10.3.1 The design shear force  $V_e$  shall be calculated by:

$$V_e = \Omega_v w_v V_u \leq 3V_u \quad \text{where}$$

$V_u$  / is the shear force obtained from code lateral load analysis with factored load combinations.

$\Omega_v$  / shall be in accordance with Table 18.10.3.1.2.

Table 18.10.3.1.2—Overstrength factor  $\Omega_v$  at critical section

Condition	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	Greater of	$M_{pr}/M_u^{[1]}$
		1.5 <sup>[2]</sup>
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

<sup>[1]</sup> For the load combination producing the largest value of  $\Omega_v$ .

<sup>[2]</sup> Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

حيث:

$V_u$  : قوة القص على الجدار الناتجة عن تراكيب الاحمال المتضمنة التراكيب الزلزالية.

$\Omega_v$ : معامل تعظيم القوة عند القطاع الحرج Overstrength factor وفقاً للبند 18.10.3.1.2 يتم حساب  $\Omega_v$  وفقاً للجدول التالي:

$M_{pr}$ : مجموع مقاومة الانعطاف للعضو مع او بدون القوى المحورية وبحسب وفقاً لخصائص القطاع مع فرض اجهادات الشد لحديد التسليح الطولي يساوي  $F_y 1.25$  ومعامل تخفيض المقاومة 0.9 .

$M_u$ : العزم عند القطاع الناتج عن تأثير تراكيب الاحمال التي يتعرض لها القطاع.

8.10.3.1.3 For walls with  $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$ ,  $\omega_v$  shall be taken as 1.0. Otherwise,  $\omega_v$  shall be calculated as:

where  $n_s$  shall not be taken less than the quantity  $0.00028h_{wcs}$ .

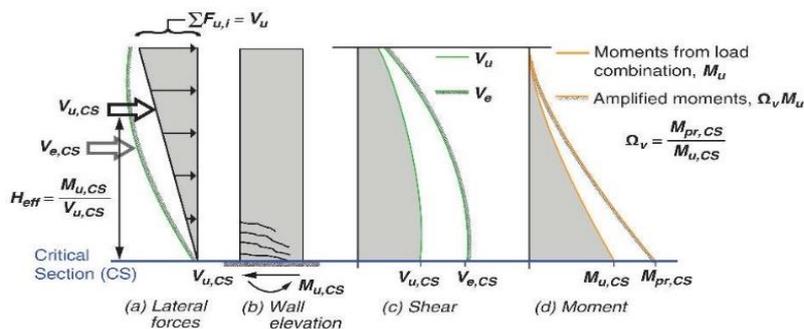
$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

(18.10.3.1.3)

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

$w_v$  : للجدران التي يكون فيها ارتفاع الجدار  $\frac{h_{wcs}}{\ell_w} < 2$  يجب ان تأخذ 1 وإلا

يتم حساب كالتالي: حيث يجب ان لا تأخذ قيمة  $n_s$  (عدد الطوابق اعلى القطاع الحرج) اقل من  $0.00028.h_{wcs}$



• الأسباب التي دعت لضرورة لرفع قيمة القص التصميمية للجدران الخاصة

- زيادة مقاومة الانعطاف عند القطاع الحرج بحيث من المتوقع حصول خضوع لحديد التسليح الطولي ويتم ذلك من خلال المعامل  $\Omega$ .
- ان الطريقة المستخدمة لتحديد قوى القص المتضخمة ماثلة لتلك المستخدمة في معيار نيوزيلندا 3101 (2006). نظرًا لأن  $M_n$  و  $M_{pr}$  يعتمدان على القوة المحورية، والتي تختلف باختلاف تراكيب الاحمال، واتجاه التحميل للجدران ذات الحواف العريضة والمزدوجة، يجب استخدام الحالة التي تنتج أكبر قيمة  $\Omega_v$ .
- على الرغم من أن قيمة 5.1 في الجدول أكبر من القيمة الدنيا التي يتم الحصول عليها لحالة تحميل مع معامل  $\phi = 9.0$  واجهادات الشد للتسليح الطول لا يقل عن  $1.25F_y$  ، قد تكون القيمة أكبر من 1,5 مناسب إذا كان التسليح الطولي المضاف يتجاوز التسليح المطلوب.
- التضخيم الديناميكي بسبب تأثيرات النمط المسيطر والأكثر تأثيرا كما هو موضح في الشكل ويتم ذلك بواسطة المعامل.

• متطلبات مقاومة القص

(ACI318-19-18.10.4)

تكون مقاومة القص للجدار الإنشائي كافية إذا تم استيفاء الشرط التالي:

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$V_e = \Omega_v w_v V_u \leq 3V_u$$

حيث:

$V_e$ : قوة القص التصميمية.

$V_u$ : قوة القص الناتجة عن تراكيب الاحمال المتضمنة التراكيب الزلزالية.

$V_n$ : مقاومة القص الاسمية.

$\phi$ : معامل تخفيض المقاومة.

وفقاً للكواد ACI ، البند 21.2.4، يتم اعتماد معامل تخفيض المقاومة على القص  $\phi = 75.0$  ، باستثناء الحالة التي تكون فيها المقاومة الاسمية للقص  $V_n$  أقل من القص المقابل لتطور مقاومة الانعطاف الاسمية للجدار  $M_n$  ، في هذه الحالة يؤخذ معامل تخفيض المقاومة على القص  $\phi = 0.6$  وفقاً للكواد ACI في البند 18.10.4.1، تحسب مقاومة القص الاسمية للجدران الانشائية من المعادلة التالية

18.10.4.1  $V_n$  shall be calculated by

$$\phi V_n = ( \alpha c \times \lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t \times F_y ) A_{cv}$$

where:  $\alpha c = 0.25$  for  $hw/\ell w \leq 1.5$   $\alpha c = 0.17$  for  $hw/\ell w \geq 2.0$

It shall be permitted to linearly interpolate the value of  $\alpha c$  between 0.25 and 0.17 for  $1.5 < h/\ell w < 2.0$

$\lambda = 1.0$  For Normal Reinforcement concrete.

18.10.4.2 In 18.10.4.1, the value of ratio  $hw/\ell w$  used to calculate  $V_n$  for segments of a wall shall be the greater of the ratios for the entire wall and the segment of wall considered.

18.10.4.2 يجب أن تكون قيمة  $\frac{H_w}{L_w}$  المستعملة لتحديد  $V_n$  لجزء من الجدار، النسبة الأكبر من النسبتين الخاصتين بالجدار كله أو بجزء من الجدار المدروس.

18.10.4.3 Walls shall have distributed shear reinforcement in two orthogonal directions in the plane of the wall. If  $hw/\ell w$  does not exceed 2.0, reinforcement ratio  $\rho_l$  shall be at least the reinforcement ratio  $\rho_t$

18.10.4.3 يجب أن يزود جدار القص بتسليح في الاتجاهين المتعامدين لمستوى الجدار. إن نسبة التسليح  $\rho_l$  يجب أن لا تقل عن نسبة التسليح  $\rho_t$  عندما تكون قيمة  $\frac{H_w}{L_w} < 2$

18.10.4.4 For all vertical wall segments sharing a common lateral force,  $V_n$  shall not be taken greater than  $0.66 f_c' A_{cv}$ . For any one of the individual vertical wall segments,  $V_n$  shall not be taken greater than  $0.83 f_c' A_{cw}$ , where  $A_{cw}$  is the area of concrete section of the individual vertical wall segment considered.

18.10.4.4 يجب أن لا تزيد مقاومة القص الأسمية  $V_n$  لكل أجزاء جدار القص المساهمة في مقاومة القوى الأفقية عن  $(0.66 A_{cv} \sqrt{f_c})$  ، حيث تمثل  $A_{cv}$  المساحة الكلية لجميع أجزاء جدار القص الرأسية . هذا ويجب أن لا تزيد مقاومة القص الأسمية  $V_n$  لأي جزء من الجدار عن  $(0.83 A_{cw} \sqrt{f_c})$  ، حيث  $A_{cw}$  هي مساحة المقطع الخرساني للركيزة الواحدة المدروسة .

18.10.4.5 For horizontal wall segments and coupling beams,  $V_n$  shall not be taken greater than  $0.83 f_c' A_{cw}$ , where  $A_{cw}$  is the area of concrete section of a horizontal wall segment or coupling beam.

18.10.4.5 يجب أن لا تزيد مقاومة القص الأسمية لأي جزء أفقي أو جسر رابط عن  $(0.83 A_{cw} \sqrt{f_c})$  ، حيث  $A_{cw}$  هي مساحة المقطع الخرساني للقطعة الأفقية (للجزء الأفقي) من الجدار أو الجسر الرابط

مع استخدام استكمال داخلي خطي (Linear Interpolation) لنسب الأبعاد المتوسطة.

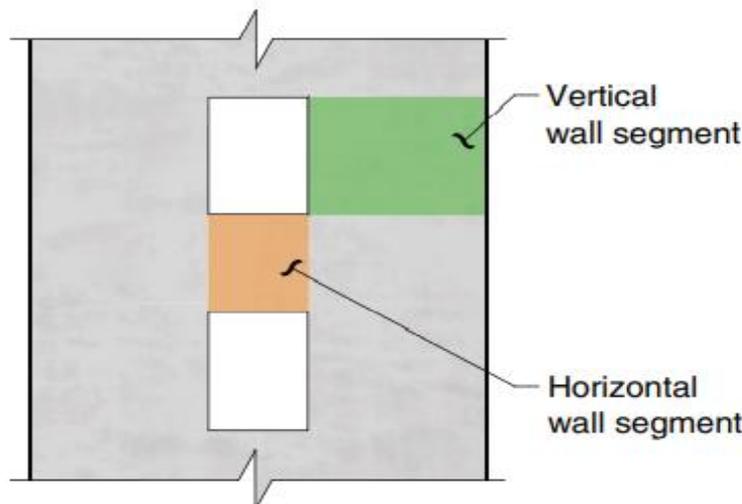


Fig. R18.10.4.5—Wall with openings.

### 18.10.5 Design for flexure and axial force

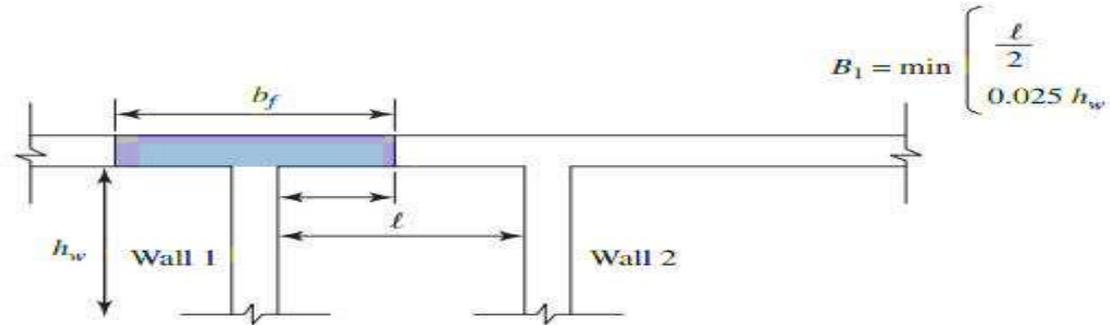
18.10.5.1 Structural walls and portions of such walls subject to combined flexure and axial loads shall be designed in accordance with 22.4. Concrete and developed longitudinal reinforcement within effective flange widths, boundary elements, and the wall web shall be considered effective. The effects of openings shall be considered.

18.10.5.2 Unless a more detailed analysis is performed effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height above the section under consideration

#### التصميم لمقاومة القوة المحورية والانعطاف (18.10.5) ACI318-19

- يجب أن تصمم جدران القص أو أجزاء من هذه الجدران المعرضة إلى تأثير عزم انعطاف وحمل محوري في آن واحد وفقاً للإجراءات المستخدمة للأعمدة المعرضة للانحناء والأحمال المحورية، حيث يجب أن يكون فعالاً كلا من الخرسانة وفلاذ التسليح الطولي ، ضمن العرض الفعال للجناح والعناصر الطرفية وجسد الجدار. كما يجب أن يؤخذ بالحسبان تأثير الفتحات في الجدار.

- مالم يتم إجراء حسابات إضافية للمقاطع المجنحة ، فيمتد العرض الفعال للجناح من وجه الجسد مسافة تساوي القيمة الأصغر من نصف المسافة حتى جسد الجدار المجاور أو 25% من كامل ارتفاع الجدار.



## 18.10.2 Reinforcement

- 18.10.2.1 The distributed web reinforcement ratios,  $\rho_l$  and  $\rho_t$ , for structural walls shall be at least 0.0025, except that if  $V_u$  does not exceed  $0.083\lambda' f_c A_{cv}$ ,  $\rho_t$  shall be permitted to be reduced to the values in 11.6. Reinforcement spacing each way in structural walls shall not exceed 450 mm. Reinforcement contributing to  $V_n$  shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.
- 18.10.2.2 At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if  $V_u > 0.17\lambda' f_c A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2.0$ , in which  $h_w$  and  $l_w$  refer to height and length of entire wall, respectively wall if  $V_u > 0.17\lambda' f_c A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2.0$ , in which  $h_w$  and  $l_w$  refer to height and length of entire wall, respectively

### متطلبات التسليح

يتم تحديد اقل نسبة حديد لكل من التسليح في الاتجاه الطولي (Longitudinal) والأفقي (Transverse) كما يلي

1 - اذا كان القص التصميمي

( ) ، عندئذ يجب أن لا تقل نسبة التسليح الرأسي ونسبة التسليح الأفقي عن 0.0025

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{A_{cv}} = \rho_t \geq 0.0025$$

حيث:

$\rho_t$ : نسبة مساحة التسليح العرضي الموزع والموازي للمستوى  $A_{cv}$  إلى إجمالي مساحة الخرسانة المتعامدة مع هذا التسليح .

$\rho_l$ : نسبة مساحة التسليح الطولي الموزع المتعامد مع المساحة  $A_{cv}$  إلى مساحة الخرسانة الإجمالية  $A_{cv}$  .

$A_{cv}$ : المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني (حاصل ضرب سمك وطول المقطع في اتجاه قوة القص).

$A_{sw}$ : مساحة التسليح في المسقط للقطاع .

$\lambda$ : معامل خرسانة خفيفة الوزن .

2- اذا كان القص التصميمي ( ) ، يسمح بتخفيض نسب التسليح  $\rho_l$  و  $\rho_t$  كما في جدران القص العادية

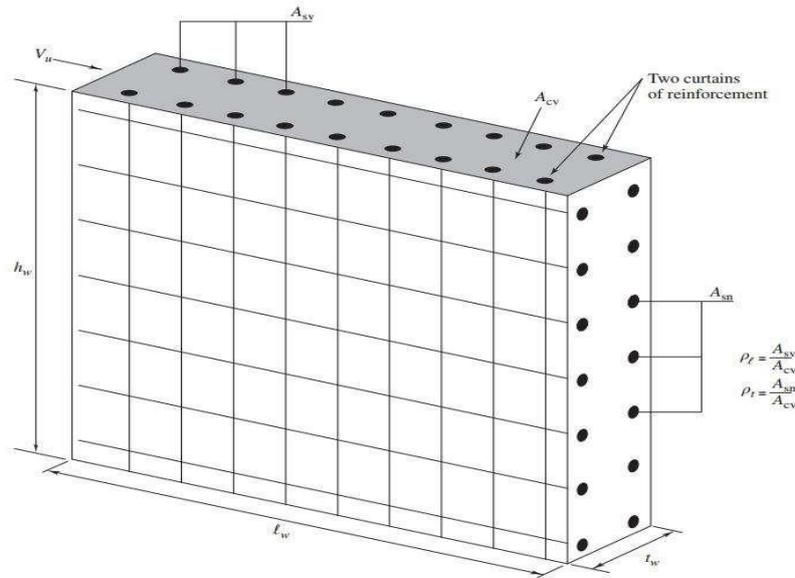
- يجب أن لا يتجاوز تباعد التسليح في كل اتجاه عن 45 cm. يمكن حساب المسافات بين حديد التسليح من العلاقة التالية:  $S = \frac{A_s^1}{A_s}$

حيث  $A_s^1$ : مساحة السيخ الواحد

- يلزم على الأقل طبقتين من التسليح في حال تحقق أحد أي من الشرطين التاليين:

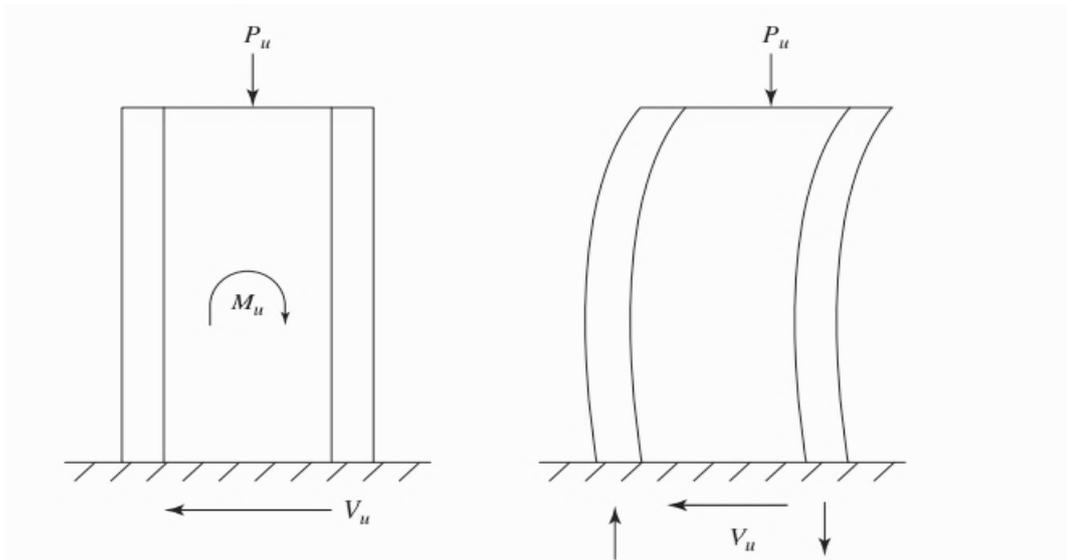
$$A_{cv}\lambda\sqrt{f_c} > 0.83 V_u \quad \text{أو} \quad \frac{H_w}{L_w} \geq 2$$

■ في حال كانت النسبة  $\frac{H_w}{L_w} < 2$  فيجب ألا تقل نسبة التسليح الرأسي  $\rho_t$  عن نسبة التسليح الأفقي  $\rho_t$ .



#### العناصر الطرفية (boundary element)

خلال حدوث الزلزال يتصرف الجدار الإنشائي كجسر كابولي Cantilever Beam كما في الشكل (1)، ويمكن أن تكون العناصر الطرفية للجدار معرضة لإجهادات بشكل كبير للغاية بسبب أحمال الزلزال. يمكن أن تتكون مفاصل لدنة عند قاعدة الجدار، الأمر الذي يتطلب تفاصيل تقوية خاصة لتوفير المقاومة والليونة (المطاوعة) اللازمين للجدار الإنشائي لمنع تكون المفاصل اللدنة.



Deformation of wall due to earthquake loads.

العناصر الطرفية هي جزء من الجدار الإنشائي توجد على طول حافة الجدار أو الفتحات التي يتم تقويتها بواسطة التسليح الطولي والعرضي. عندما ينتج عن التأثير المركب لأحمال الثقالة gravity loading والزلزال seismic ضغوط عالية على حافة الجدار، يتطلب الكود ACI 318 عمل عناصر طرفية خاصة special boundary element. وعندما تكون متطلبات الانضغاط أقل لا يتطلب ذلك.

يمكن القبول بوجود بعض الانقطاعات والغير مستمرة Discontinuity على طول ارتفاع الجدار بشرط أن يتم اختيار أبعاد الجدار بحيث يتم الحصول على المقطع الحرج في المكان المزمّن حسب التصميم.

18.10.6.1 The need for special boundary elements at the edges of structural walls shall be evaluated in accordance with 18.10.6.2 or 18.10.6.3. The requirements of 18.10.6.4 and 18.10.6.5 shall also be satisfied.

ومن اجل معرفة الحاجة الى العناصر الطرفية ام لا فانه وفقاً للكود الامريكى ACI، البند 18.10.6.1، هناك طريقتان للتحقق من الحاجة الى عمل عناصر طرفية مع تفاصيل تسليح خاصة وهي كما يلي:

18.10.6.2 Walls or wall piers with  $hwcs/\ell_w \geq 2.0$  that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall satisfy (a) and (b):

(a) Compression zones shall be reinforced with special boundary elements where

$$C \geq \frac{l_w}{600 * \left( \frac{1.5 * \delta_u}{hwcs} \right)} \quad \text{ACI 318 (18.10.6.2)}$$

and  $c$  corresponds to the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment

strength consistent with the direction of the design displacement  $\delta_u$ . Ratio  $\delta_u/hwcs$  shall not be taken less than 0.005.

(b) If special boundary elements are required by (a), then (i) and either (ii) or (iii) shall be satisfied (i)

Special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section a least the greater of  $\ell_w$  and  $Mu/4Vu$ , except as permitted in 18.10.6.4(i).

ii)  $b/c \geq 0.025 w$

(iii)  $\delta c/hwcs \geq 1.5\delta u/hwcs$ , where:

The value of  $\delta c/hwcs$  in Eq. (18.10.6.2b) need not be taken less than 0.015.

• (الطريقة الأولى لتحديد الحاجة للعناصر الطرفية) ACI318-19(18.10.6.2)

تطبق هذه الطريقة على الجدران wall والركائز الجدارية Pier walls بحيث ( $h_w/l_w \leq 2.0$ ) والمستمرة من أساسات المبنى وحتى أعلى الجدار والتي تصمم بحيث يكون لها مقطع حرج واحد للانعطاف والقوى المحورية. ان هذي الطريقة مبنية على مفهوم مبدئ الانتقالات

Displacement-based design

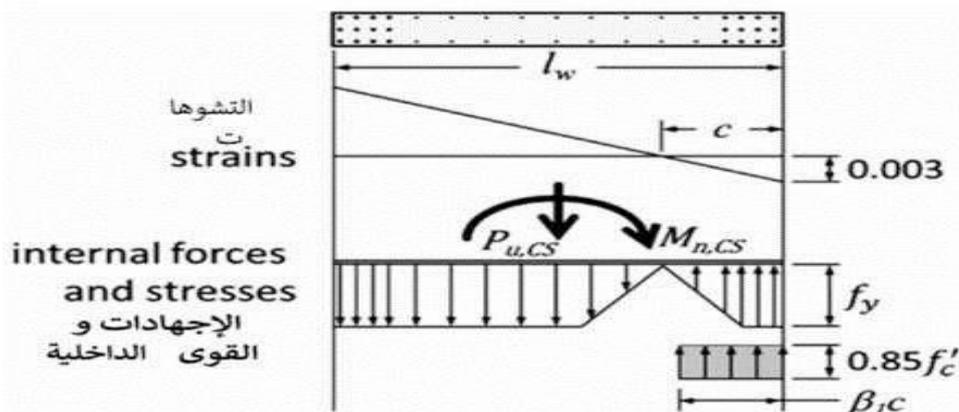
خطوات التحقق وفقاً للطريقة (1):

يتم تحديد الانتقال التصميمي عند أعلى مستوى الجدار:

$$\delta_u = C_d \delta_e / I$$

والقوة الأعظمية في الجدار  $P_{u,CS}$  الموافقة للانتقال  $\delta_u$  حيث يتم الحصول عليها من نتائج التحليل للتراكيب الزلزالية وفقاً لكود الاحمال عند القطاع الحرج.

■ يحسب عمق المنطقة المضغوطة  $C$  الناجمة عن الانعطاف المركب مع القوة المحورية. قيمة  $C$  موافقة لمقاومة العزم الاسمية  $M_{n,CS}$  تحت تأثير الحمل المحوري  $P_{u,CS}$ .



في حالة تحقق المعادلة التالية فان العناصر الطرفية تكون ملزمة:

$$C \geq \frac{l_w}{600 * \left( \frac{1.5 * \delta_u}{h_{wcs}} \right)} \quad \text{ACI 318 (18.10.6.2)}$$

حيث:

$h_{wcs}$ : الارتفاع الكلي للجدار من المقطع الحرج و حتى أعلى الجدار.

$\delta_u/h_{wcs}$ : النسبة بين الانتقال التصميمي للجدار الى الارتفاع الكلي للجدار من المقطع الحرج الى اعلى الجدار يجب أن لا تؤخذ قيمة النسبة  $\delta_u/h_w$  أقل من 0.005

في حالة إذا كانت العناصر الطرفية مطلوبة وفقا للطريقة الأولى فانه يجب تحقيق المتطلبات التالية

- يجب أن يمتد التسليح العرض للعناصر الطرفية الخاصة عموديا أعلى وأسفل المقطع الحرج مسافة لا تقل عن الأكبر بين  $l_w$  و  $M_{uCS}/4V_{uCS}$
- عرض العنصر الطرفي يجب أن يكون أكبر من التالي:

$$b \geq \sqrt{0.025 C l_w}$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq 1.5 \frac{\delta_c}{h_{wcs}}$$

حيث يتم حساب  $\frac{\delta_c}{h_{wcs}}$  من المعادلة التالية:

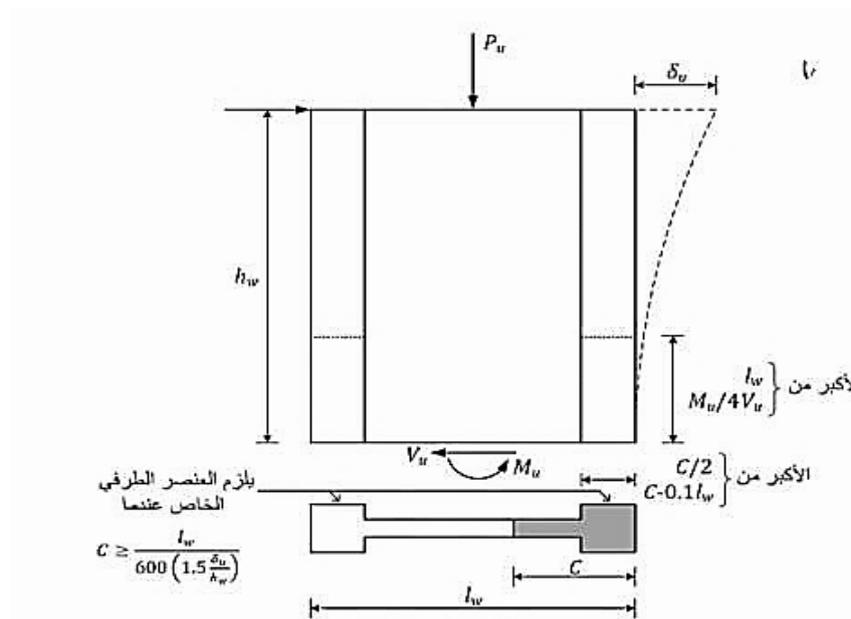
$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \quad (18.10.6.2b)$$

ملاحظة: قيمة  $\frac{\delta_c}{h_{wcs}}$  لأتأخذ اقل من 0.015

حيث:

$\Delta C$ : الازاحة المسموح بها عند اعلى الجدار

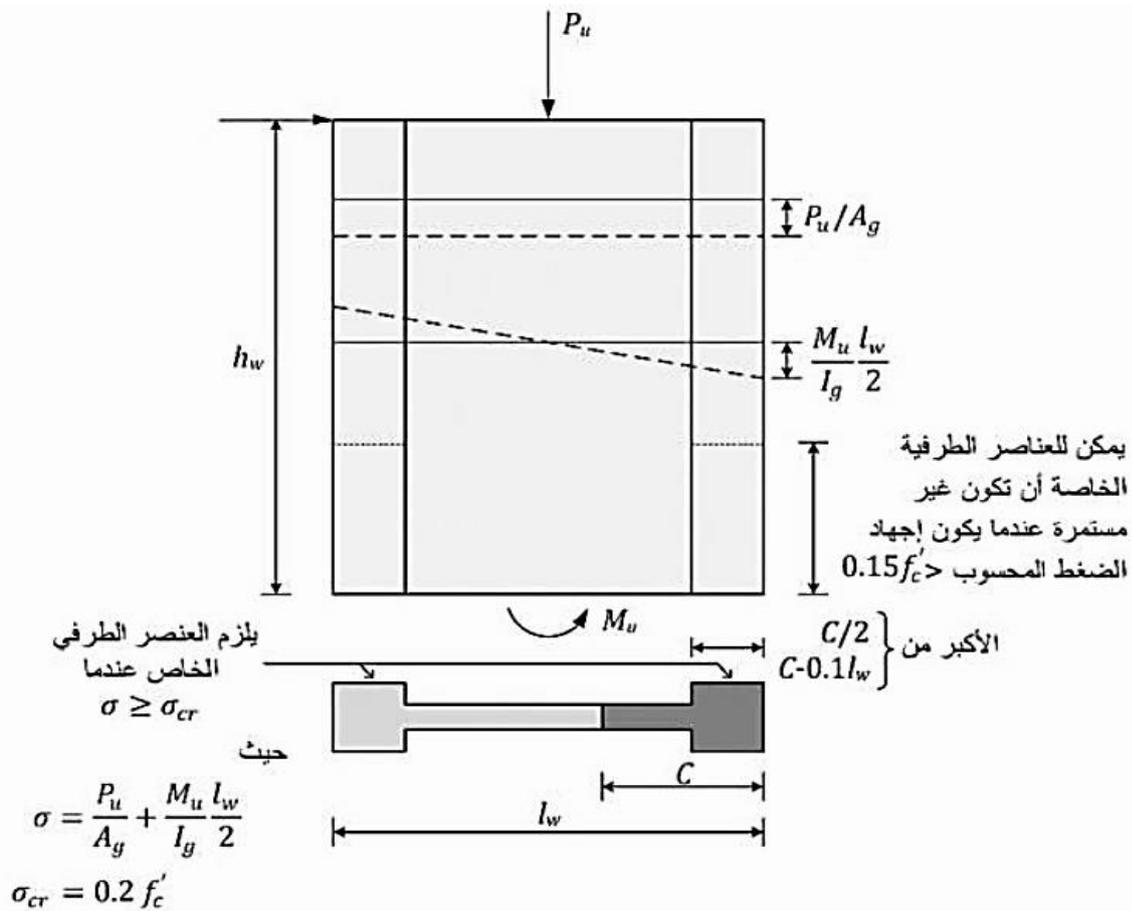
$V_e$ : قوة القص التصميمية



الطريقة الثانية لتحديد الحاجة للعناصر الطرفية (18.10.6.3) ACI318-19

R18.10.6.3 By this procedure, the wall is considered to be acted on by gravity loads and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction. Under this loading, the compressed boundary at the critical section resists the tributary gravity load plus the compressive resultant associated with the bending moment. Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, the concrete is to be confined where the calculated compressive stresses exceed a nominal critical value equal to  $0.2f_c'$ . The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of  $0.2f_c'$  is used as an index value and does not necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensities.

إن هذي الطريقة مبنية على إجهاد الضغط الاسمي Nominal Compressive Stress



18.10.6.4 If special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (k) shall be satisfied:

متطلبات الكود الأمريكي للعناصر الطرفية وفقاً للبند (18.10.6.4): في حالة تطلب وجود عناصر طرفية وفقاً للطريقتين السابقتين فإنه يجب أن تحقق المتطلبات الآتية:

(a) The boundary element shall extend horizontally from the extreme compression fiber a distance at least the greater of  $c - 0.1\ell_w$  and  $c/2$ , where  $c$  is the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with  $\delta_u$ .

1- يجب أن تمتد العناصر الطرفية أفقياً من أقصى الألياف المضغوطة على مسافة الأكبر من  $(c - 0.1 \ell_w)$  أو  $(\frac{c}{2})$ ، حيث  $c$  هو أكبر عمق محايد محسوب للقوة المحورية المحسوبة  $P_{uCS}$  وقوة العزم الاسمية  $M_{nCS}$  المتوافقة مع  $\delta_u$ .

(b) Width of the flexural compression zone,  $b$ , over the horizontal distance calculated by 18.10.6.4(a), including flange if present, shall be at least  $hu/16$

2- يجب أن يكون عرض منطقة ضغط الانحناء  $b$  على المسافة الأفقية المحسوبة بواسطة المتطلب رقم  $a$  بما في ذلك الحافة إن وجدت، على الأقل  $\frac{hu}{16}$ . حيث  $hu$  الارتفاع الغير مدعم عند أقصى الألياف المضغوطة للجدران.

(c) For walls or wall piers with  $hw/\ell_w \geq 2.0$  that are effectively continuous from the base of structure to top of wall, designed to have a single critical section for flexure and axial loads, and with  $c/\ell_w \geq 3/8$ , width of the flexural compression zone  $b$  over the length calculated in 18.10.6.4(a) shall be greater than or equal to 300 mm

3- في حال تحققت العلاقة  $c/\ell_w \geq 3/8$  فيجب أخذ سماكة منطقة الضغط الناجمة عن الانعطاف  $b \geq 30$  cm على كامل المنطقة الطرفية المحسوبة من أجل الجدران والركائز الجدارية التي لديها  $hw/\ell_w \geq 2$  ، والتي هي مستمرة من قاعدة المنشأة إلى أعلى الجدار ، والمصممة للحصول على مقطع حرج وحيد على الانعطاف والأحمال المحورية.

(d) In flanged sections, the boundary element shall include the effective flange width in compression and shall extend at least 300 mm into the web.

4- في المقاطع ذات الحواف Flanged Sections يجب أن يتضمن العنصر الطرفي الخاص في حال لزمه، عرض الجناح الفعال على الضغط ويجب أن يمتد على الأقل 30cm ضمن الجسد.

(e) The boundary element transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (d) and 18.7.5.3, except the transverse reinforcement spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the boundary element. The maximum vertical spacing of transverse reinforcement in the boundary element shall also not exceed that in Table 18.10.6.5(b).

5- يجب أن يستوفي التسليح العرضي للعناصر الخاصة الحدود بـ في البنود (18.7.5.2 from a to d) ، (18.7.5.3) باستثناء حد تباعد التسليح العرضي في (a) 18.7.5.3 حيث يجب أن تكون ثلث البعد الأقل للعنصر الطرفي الخاص .

(f) Transverse reinforcement shall be arranged such that the spacing  $h_x$  between laterally supported longitudinal bars around the perimeter of the boundary element shall not exceed the lesser of 350 mm and two-thirds of the boundary element thickness. Lateral support shall be provided by a seismic hook of a crosstie or corner of a hoop. The length of a hoop leg shall not exceed two times the boundary element thickness, and adjacent hoops shall overlap at least the lesser of 150 mm and two-thirds the boundary element thickness.

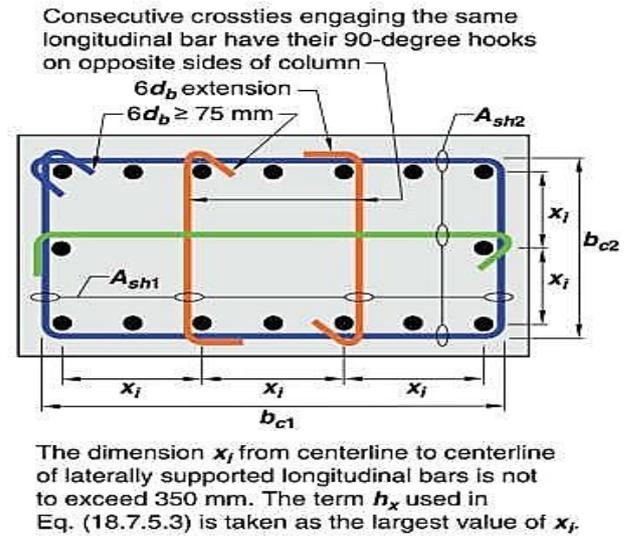
6 - . يجب ترتيب التسليح العرضي بحيث لا يتجاوز التباعد  $h_x$  بين القضبان الطولية المدعومة جانبياً حول محيط العنصر الطرفي الأقل من ( ٣٥٠ مم ) وثلثي سماكة العنصر الطرفي. يتم توفير تدعيم جانبي بواسطة عمل خطاف Hook عند زاوية طوق. يجب ألا يزيد طول الساق الحلقية عن ضعف سمك العنصر الطرفي، ويجب أن تتداخل الأطواق المجاورة مع الأقل من ١٥٠ مم ثلثي سمك العنصر الطرفي.

(g) The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.10.6.4(g).

7- يجب أن يكون كمية التسليح العرضي مطابقة للجدول Table 18.10.6.4(g).

**Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements**

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (d)



(h) Concrete within the thickness of the floor system at the special boundary element location shall have specified compressive strength at least 0.7 times  $f'_c$  of the wall.

8- يجب أن يكون للخرسانة داخل سماكة نظام البلاطة في مواقع العناصر الطرفية الخاصة مقاومة ضغط محددة لا تقل عن 0.7 مرة من  $f'_c$  للجدار.

(i) For a distance above and below the critical section specified in 18.10.6.2(b), web vertical reinforcement shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a crosstie with seismic hooks at each end. Transverse reinforcement shall have a vertical spacing not to exceed 300 mm and diameter satisfying 25.7.2.2.

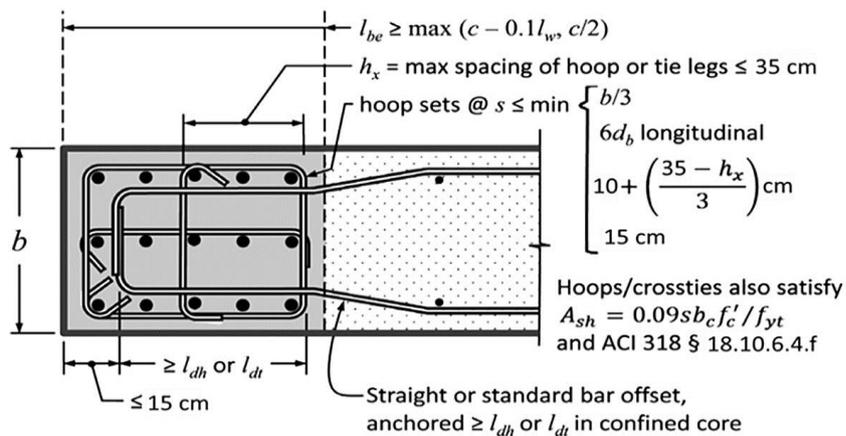
9- بالنسبة للمسافة أعلى وأسفل القطاع الحرج المحدد في 18.10.6.2(b)، يجب أن يكون التسليح الرأسي للعصب مدعم جانبيًا يتم توفيره بواسطة زاوية طوق corner of a hoop أو عن طريق تقاطع مع خطافات زلزالية seismic hooks في كل طرف. يجب ألا يزيد تباعد التسليح العرضي عن 300 مم وقطر حديد التسليح يجب أن يلبى متطلبات البند 2.2.7.25 حيث حديد قطر 10NO يستخدم إذا كان الحديد الطولي ذو قطر أقل من 32 ملم وحديد قطر 13NO إذا استخدم حديد طولي قطر 36 وأعلى.

(j) Where the critical section occurs at the wall base, the boundary element transverse reinforcement at the wall base shall extend into the support at least  $l_d$ , in accordance with 18.10.2.3, of the largest longitudinal reinforcement in the special boundary element. Where the special boundary element terminates on a footing, mat, or pile cap, special boundary element transverse reinforcement shall extend at least 300 mm into the footing, mat, or pile cap, unless a greater extension is required by 18.13.2.4. base shall extend into the support at least  $l_d$ , in accordance with 18.10.2.3, of the largest longitudinal reinforcement in the special boundary element. Where the special boundary element terminates on a footing, mat, or pile cap, special boundary element transverse reinforcement shall extend at least 300 mm into the footing, mat, or pile cap, unless a greater extension is required by 18.13.2.4.

10- عندما يحدث القطاع الحرج في قاعدة الجدار، يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الطرفي في قاعدة الجدار إلى الدعم على الأقل  $L_d$ ، وفقاً للفقرة 3.2.10.18، من أكبر قطر تسليح طولي في العنصر الطرفي الخاص. عندما ينتهي العنصر الطرفي الخاص على قاعدة أو حصيرة أو غطاء بايل كاب pile cap، يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الطرفي الخاص 300 مم على الأقل في القاعدة أو الحصيرة أو pile cap، ما لم يكن التمديد الأكبر مطلوباً وفقاً 4.2.13.18.

k) Horizontal reinforcement in the wall web shall extend to within 150 mm of the end of the wall. Reinforcement shall be anchored to develop  $f_y$  within the confined core of the boundary element using standard hooks or heads. Where the confined boundary element has sufficient length to develop the horizontal web reinforcement, and  $A_s f_y / s$  of the horizontal web reinforcement does not exceed  $A_s f_y / s$  of the boundary element transverse reinforcement parallel to the horizontal web reinforcement, it shall be permitted to terminate the horizontal web reinforcement without a standard hook or head.

10- يجب أن يمتد التسليح الأفقي في عصب الجدار إلى حدود 150 مم من نهاية الجدار. يجب أن يتم ترسيخ anchored التسليح لتطوير داخل القلب الخرساني المحصور confined core للعنصر الطرفي باستخدام خطافات hooks أو رؤوس قياسية heads. عندما يكون القلب الخرساني المحصور confined core للعنصر الطرفي طويلاً كافياً لتطوير التسليح الأفقي للعصب، ولا يتجاوز  $A_s f_y / s$  التسليح الأفقي للعصب  $A_s f_y / s$  التسليح العرضي للعنصر الطرفي الموازي للتسليح الأفقي للعصب، يُسمح بإنهاء تسليح العصب الأفقي بدون خطاف أو رأس قياسي كما هو موضح في الشكل:



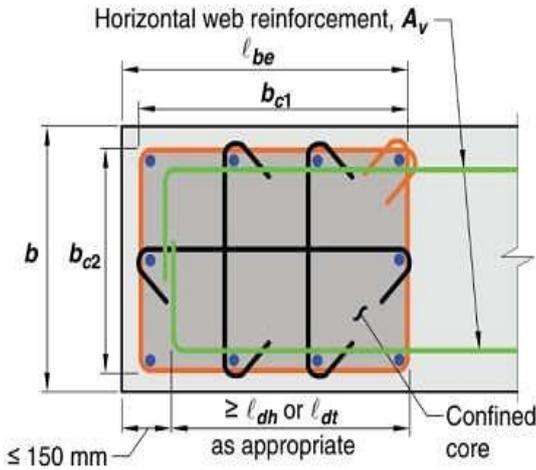
البند 18.7.5.3 يجب ان لا تتجاوز المسافة بين الحديد العرضي القيم التالية:

- 1- ثلث البعد الأقل للعنصر الطرفي الخاص.
- 2- ستة أضعاف أصغر قطر تسليح طولي مستخدم في المنطقة الطرفية لحديد 420G و خمسة اضعاف أصغر قطر تسليح طولي لحديد 550G.
- 3- القيمة  $s_0$  المحسوبة من العلاقة التالية:

$$S = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

يجب أن لا تزيد قيمة  $s_0$  عن 150 ملم ولا تأخذ أقل من 100 مل.

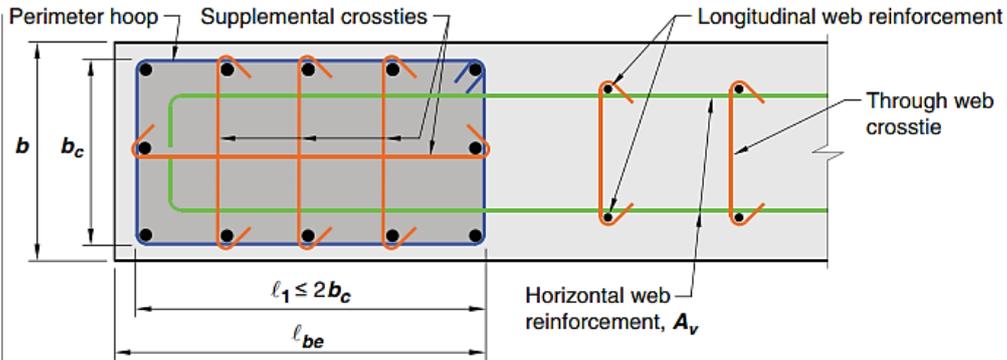
Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements



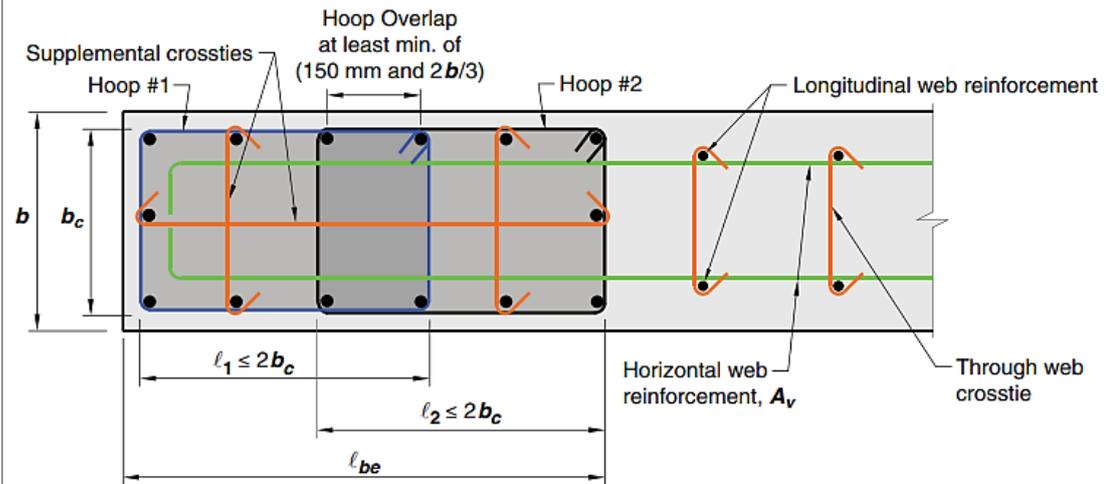
Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)

. المساحة الكلية للمقطع البيتوني للمنطقة الطرفية :  $A_g = I_{be} b$

. مساحة المقطع العرضي للعنصر الإنشائي المقاسة حتى الحواف الخارجية للتسليح العرضي.  $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement



(b) Overlapping hoops with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement

18.10.6.5 Where special boundary elements are not required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) and (b) shall be satisfied:

- (a) Except where  $V_u$  in the plane of the wall is less than  $0.083\lambda'fcAcv$ , horizontal reinforcement terminating at the edges of structural walls without boundary elements shall have a standard hook engaging the edge reinforcement or the edge reinforcement shall be enclosed in U-stirrups having the same size and spacing as, and spliced to the horizontal reinforcement.
- (b) If the maximum longitudinal reinforcement ratio at the wall boundary exceeds  $2.8/f_y$ , boundary transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (e) over the distance calculated in accordance with 18.10.6.4(a). The vertical spacing of transverse reinforcement at the wall boundary shall be in accordance with Table 18.10.6.5(b)

**18.10.6.5 متطلبات الكود الأمريكي البند**

في حال كانت العناصر الطرفية الخاصة غير لازمة، فيجب تحقيق الشروط الآتية:

a- في الحالة التي تكون فيها  $V_u < 0.083 Acw\lambda\sqrt{fc}$  فإن التسليح العرضي المنتهي عند أطراف الجدار الإنشائي الغير محتوي على عناصر طرفية يجب أن يكون له عكفات حول التسليح الرأسي الطرفي أو يجب إحاطة التسليح الطرفي للجدار بكانات أفقية على شكل حرف U لها أطار وتباعد التسليح العرضي ذاته لكي تتراكم مع التسليح العرضي بطول التراكب المطلوب.

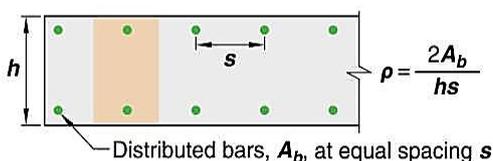
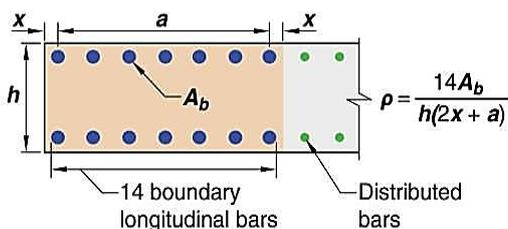
b – إذا كان نسبة التسليح الطولي للعناصر الطرفية أكبر من  $\rho_{be} > 2.8/f_y$  فإن التسليح العرضي في العنصر الطرفي يجب أن يحقق متطلبات الفقرة (e) (18.7.5.2 a to e) ، ويجب أن لايزيد أكبر تباعد للتسليح العرضي في العناصر الطرفية عن القيم الموضحة في الجدول ( 18.10.6.5 )

**Table 18.10.6.5(b)—Maximum vertical spacing of transverse reinforcement at wall boundary**

Grade of primary flexural reinforcing bar	Transverse reinforcement required	Maximum vertical spacing of transverse reinforcement <sup>[1]</sup>	
420	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of:	$6d_b$ 150 mm
	Other locations	Lesser of:	$8d_b$ 200 mm
550	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of:	$5d_b$ 150 mm
	Other locations	Lesser of:	$6d_b$ 150 mm
690	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of:	$4d_b$ 150 mm
	Other locations	Lesser of:	$6d_b$ 150 mm

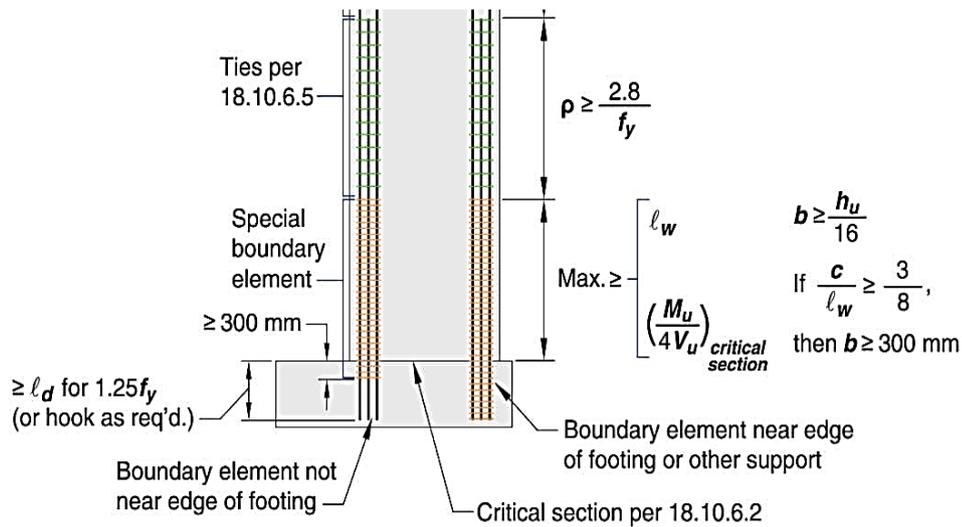
<sup>[1]</sup>In this table,  $d_b$  is the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bar.

<sup>[2]</sup>Critical sections are defined as locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements.

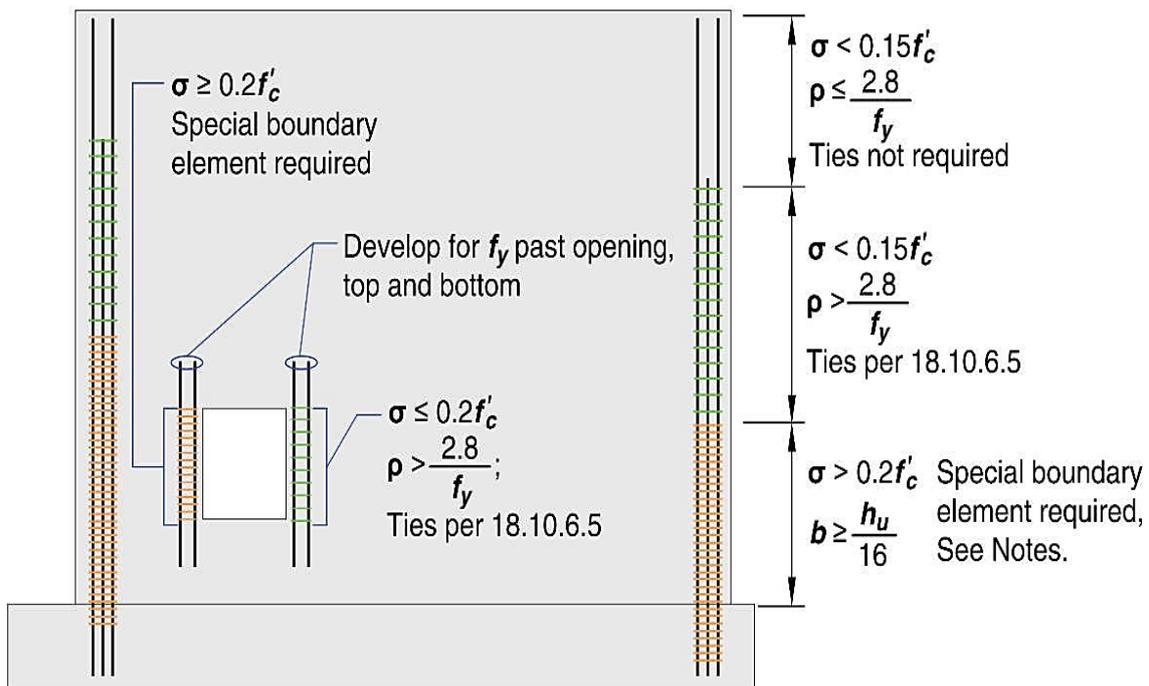


كيفية حساب النسبة المحلية للتسليح عند طرف الجدار فقط كما في الشكل المقابل:

شكل يوضح متطلبات تصميم العناصر الطرفية الخاصة وفقا للطريقة الأولى:



شكل يوضح متطلبات تصميم العناصر الطرفية الخاصة وفقا للطريقة الثانية:



**Notes:** Requirement for special boundary element is triggered if maximum extreme fiber compressive stress  $\sigma \geq 0.2f'_c$ . Once triggered, the special boundary element extends until  $\sigma < 0.15f'_c$ . Since  $h_w/l_w \leq 2.0$ , 18.10.6.4(c) does not apply.

(b) Wall and wall pier designed using 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5.

## Coupling beams الجسور الرابطة

18.10.7.1 Coupling beams with  $(\ell n/h) \geq 4$  shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

18.10.7.2 Coupling beams with  $(\ell n/h) < 2$  and with  $V_u \geq 0.33\lambda' f_c A_{cw}$  shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.10.7.1 or 18.10.7.2 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

18.10.7.4 Coupling beams reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan shall satisfy (a), (b), and either (c) or (d), and the requirements of 9.9 need not be satisfied: (a)  $V_n$  shall be calculated by where  $\alpha$  is the angle between the diagonal bars and the longitudinal axis of the coupling beam.

(b) Each group of diagonal bars shall consist of a minimum of four bars provided in two or more layers.

(c) Each group of diagonal bars shall be enclosed by rectilinear transverse reinforcement having out-to-out dimensions of at least  $b_w/2$  in the direction parallel to  $b_w$  and  $b_w/5$  along the other sides, where  $b_w$  is the web width of the coupling beam. The transverse reinforcement shall be in accordance with 18.7.5.2(a) through (e), with  $A_{sh}$  not less than the greater of (i) and (ii):

$$(i) \quad 0.09s_b \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) \quad 0.3s_b \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

For the purpose of calculating  $A_g$ , the concrete cover in 20.5.1 shall be assumed on all four sides of each group of diagonal bars. The transverse reinforcement shall have spacing measured parallel to the diagonal bars satisfying 18.7.5.3(d) and not exceeding  $6db$  of the smallest diagonal bars, and shall have spacing of crossties or legs of hoops measured perpendicular to the diagonal bars not exceeding 350 mm. The transverse reinforcement shall continue through the intersection of the diagonal bars. At the intersection, it is permitted to modify the arrangement of the transverse reinforcement provided the spacing and volume ratio requirements are satisfied. Additional longitudinal and transverse reinforcement shall be distributed around the beam perimeter with total area in each direction of at least  $0.002b_w s$  and spacing not exceeding 300 mm the diagonal bars. At the intersection, it is permitted to modify the arrangement of the transverse reinforcement provided the spacing and volume ratio requirements are satisfied. Additional longitudinal and transverse reinforcement shall be distributed around the beam perimeter with total area in each direction of at least  $0.002b_w s$  and spacing not exceeding 300 mm

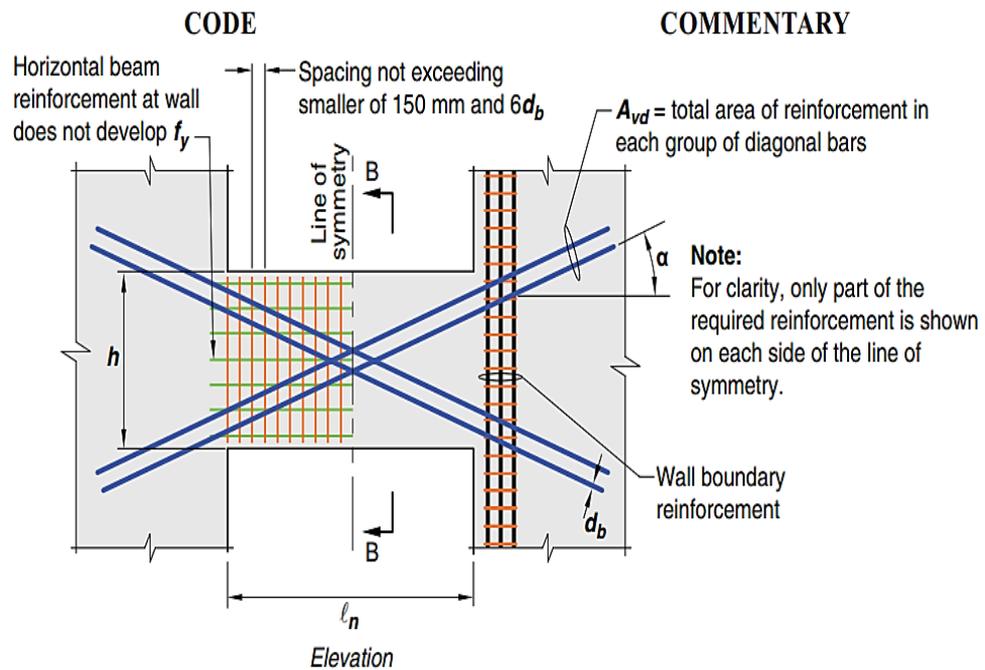
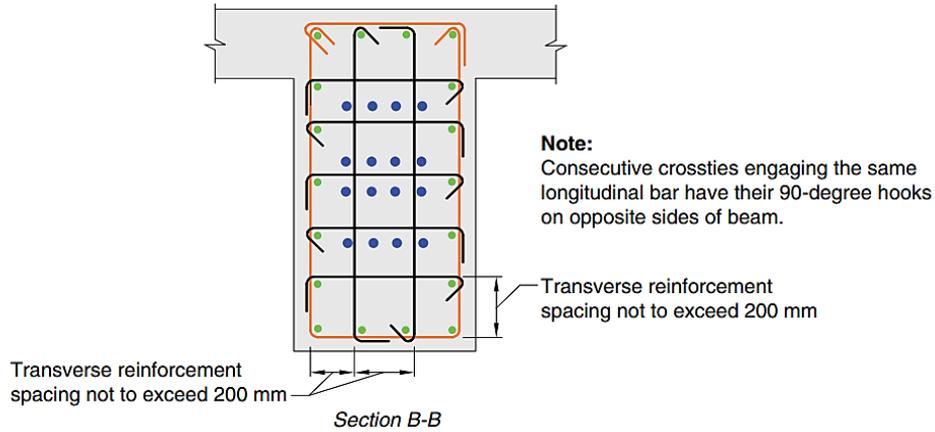
(d) Transverse reinforcement shall be provided for the entire beam cross section in accordance with 18.7.5.2 (a) through (e) with  $A_{sh}$  not less than the greater of (i) and (ii):

$$(i) \quad 0.09s_b \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) \quad 0.3s_b \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Longitudinal spacing of transverse reinforcement shall not exceed the lesser of 150 mm and  $6d_b$  of the smallest diagonal bars. Spacing of cross-ties or legs of hoops both vertically and horizontally in the plane of the beam cross section shall not exceed 200 mm. Each cross-tie and each hoop leg shall engage a longitudinal bar of equal or greater diameter. It should be permitted to configure hoops as specified in 18.6.4.3

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$



مثال على تصميم جدران القص الخاصة بالمشروع Example

Story GL - RC Wall 1

$$P_u = 14221.1 \text{ (KN)}, \quad M_3 = 17366.33 \text{ (KN.m)}, \quad V_u = 1377.22 \text{ (KN)},$$

$$F_y = 420 \text{ mpa}, \quad f_c' = 30 \text{ mpa}$$

$$H_w = 46400 \text{ mm}$$

$$L_w = 4400 \text{ mm}$$

$$h_w = 3500 \text{ mm}$$

$$t_w = 400 \text{ mm}$$

**Solution**

$$A_{cv} = 400 \times 4400 = 1760000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c'}$$

$$V_c = 0.083 \times 1760000 \times 1 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 800.1 \text{ KN} < V_u$$

Take  $\rho_t$  &  $\rho_v \geq 0.0025$

◀ *Check if need one or two curtains*

Use two curtains if  $V_u > 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$  OR  $\frac{H_w}{L_w} > 2$

$$0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'} = (0.17) \times 1760000 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 1638.78 \text{ KN}$$

$$\frac{H_w}{L_w} = \frac{46.4}{4.4} = 10.45 \gg 2$$

∴ Use two curtains of reinforcement

◀ *Check for shear capacity*

$$V_e = \Omega_v w_v V_u \leq 3V_u$$

$$\frac{H_w}{L_w} = \frac{46.4}{4.4} = 10.45 \gg 1.5$$

$\Omega_v$  max of:

$$- \frac{M_p}{M_u} = \frac{17366.33/0.9}{17366.33} = 1.11$$

$$- 1.5$$

Use  $\Omega_v = 1.5$

$$n_s = 24 \quad w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} < 1.8 \quad w_v = 1.3 + \frac{14}{30} = 1.82 > 1.8 \quad \text{Take } 1.8$$

$$V_e = 1.5 \times 1.8 \times 1377.22 = 3718.49 \text{ KN} \leq 3V_u \quad \text{ok}$$

$$\phi V_n = (\alpha c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} + \rho_t \times F_y) A_{cv}$$

$$\alpha c = 0.17 \text{ For } \frac{H_w}{L_w} \geq 2$$

$$\frac{H_w}{L_w} = \frac{46.4}{4.4} = 10.45 \gg \text{ Use } \alpha c = 0.17$$

$$\rho_t = 0.0025$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times (0.17 \times 1.0 \times \sqrt{30} + 0.0025 \times 420) \times 1760000 \times 10^{-3} \\ &= 2615.08 \text{KN} \quad \phi V_n < V_e \quad \text{not ok} \end{aligned}$$

Find the Pt:

$$3718.49 = 0.75 \times (0.17 \times 1.0 \times \sqrt{30} + \rho_t \times 420) \times 1760000 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = 0.0044$$

$$\text{Use } \phi 16, \quad A_t = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 402.12 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{402.12}{0.0044 \times 400} = 228.5 \text{ mm} \quad \text{use } \phi 16 @ 200 \text{mm}$$

$$\rho_t = \frac{402.12}{0.0044 \times 200} = 0.005$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (0.17 \times 1.0 \times \sqrt{30} + 0.005 \times 420) \times 1760000 \times 10^{-3} = 2581.08 \text{ KN}$$

$$0.66 A_c v \sqrt{f_c} = 0.66 \times \sqrt{35} \times 3000000 \times 10^{-3} = 11713.84 \text{ KN}$$

$$V_n < 0.66 A_c v \sqrt{f_c} \quad \text{ok} \quad \dots \quad \text{المقطع مناسب}$$

### ◀ Check if we need Boundary element

Find stresses at farthest fibers:

$$\text{If: } f_c = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I} > 0.2 f'_c \quad \text{Use Special boundary element .}$$

$$I = \frac{400 \times 4400^3}{12} = 2.83 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$f_c = \frac{14221.1 \times 1000}{1760000} + \frac{17366.33 \times 10^6 \times \left(\frac{4.4}{2}\right) \times 1000}{2.83 \times 10^{12}} = 21.58 \text{ MPa} > 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

use boundary elemente

### ◀ ckeck beam column

$$0.1 \times f_c \times A_g = 0.1 \times 30 \times 4400 \times 400 \times 10^{-3} = 5280 \text{KN} < P_u = 14221.1 \text{ KN} \quad \dots \dots \text{ So beam column}$$

### ◀ Design For Flexure and Axial force

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{14221.1}{0.9} = 15801.$$

$$22 \text{ KN}$$

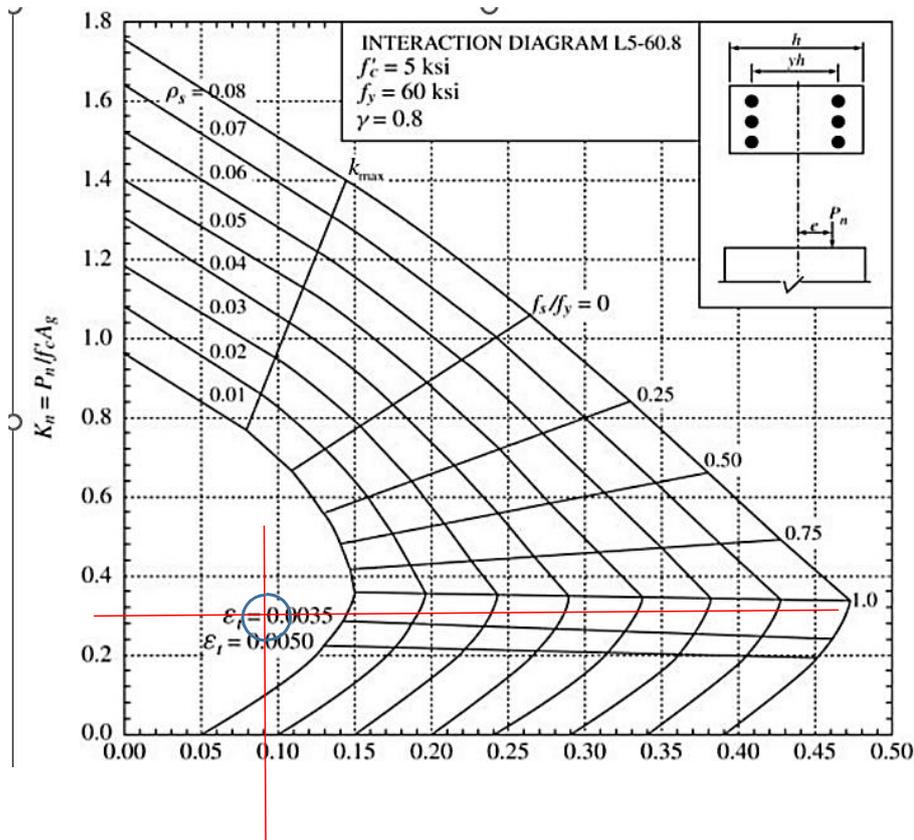
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17366.33}{0.9} = 19295.92 \text{ KN.m}$$

### ◀ Reinforcement from interaction diagram

$$K_n = \frac{P_n}{f_c' * A_g} = \frac{15801.22 * 1000}{30 * 4400 * 400} = 0.299$$

$$R_n = \frac{M_n}{f_c' * A_g * h} = \frac{56237 * 10^6}{30 * 4400 * 400} = 0.083$$

$$\gamma = \frac{h - (2 * 0.1 * h)}{h} = \frac{4400 - (2 * 0.1 * 4400)}{4400} = 0.8$$



From interaction diagram

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = \rho * h * b = 0.01 * 4400 * 400 = 17600 \text{ mm}^2 \quad \text{use } 48 \text{ } \phi 22, \quad 24 \text{ } \phi 22 / \text{end}$$

Boundary element transverse reinforcement

$$L_B = \max \left\{ \begin{array}{l} C \\ \frac{C}{2} \\ C - 0.1 L_w \end{array} \right\}$$

$$C = \frac{a}{\beta} \quad a = \frac{P_u + A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b_w} = \frac{14221.1 * 1000 + 17600 * 420}{0.85 * 30 * 400} = 2118.9 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{2118.9}{0.8} = 2648.62 \text{ mm}$$

$$L_B = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2648.62}{2} = 1324.3\text{mm} \\ 2648.62 - 0.1 \times 4400 = 2208.62 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Use  $L_b = 2.2 \text{ m}$

◀ *Check for the  $h_x$  spacing*

$$H_x = \min \text{ of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}b = \frac{2}{3} * 400 = 267 \text{ mm} \\ 350 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ so } h_x = 267 \text{ mm}$$

**Maximum spacing of transverse reinforcement should be determined as follows:**

$$S = \min \text{ of } \left\{ \begin{array}{l} 6D_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ \frac{b}{3} = \frac{400}{3} = 133.3\text{mm} \\ 100 + \frac{350 - h_x}{3} = 127.6\text{mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Use  $\emptyset 10 @ 100 \text{ mm}$

◀ *Required cross section area*

$$A_{sh} = \max \text{ of } \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{4400 \times 400}{(4400 - 40 \times 2) \times (400 - 2 \times 40)} - 1 \right) * \frac{30}{420} * 100 * (400 - 80) = 187.3\text{mm}^2 \\ 0.09 * \frac{30}{420} * 100 * (400 - 80) = 205.7 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$A_{sh} = 210\text{mm}^2$  Use  $5 \emptyset 10$

◀ *The vertical transverse reinforcement spacing*

$$S = \min \text{ of } \left\{ \begin{array}{l} 6 * d_b = 6 * 22 = 132\text{mm} \\ 150\text{mm} \end{array} \right\}$$

◀ *Development Length of Horizontal bars to boundary element*

$$l_d = 2.5 * \max \text{ of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1.25f_y) * d_p}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} = \frac{1.25 * 420 * 16}{5.4 * 1 * \sqrt{30}} = 284\text{mm} \\ 8d_p = 8 * 16 = 128\text{mm} \\ 150\text{mm} \end{array} \right. = 720\text{mm}$$

story NO.	h (thick) mm	Lw (length)mm	story height(mm)	Wall height(mm)	location of c.s	Pu(max)	case NO.	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Vu (KN)	NO of layers	S (hor) Used(mm)	Pt (hor) actual	S (ver) Used(mm)	Pt (ver) actual	check of nominal strength	check of dimension	check of added steel	
2	400	4400	3500	46400	bottom	18115.57	case1	10817.9	9566.62	1940.16	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
3	400	4400	3500	46400	bottom	17519.76	case2	18115.6	9554.77	1982.77	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
4	400	4400	3500	46400	bottom	17116.33	case3	2924.32	17380.8										
5	400	4400	3500	46400	bottom	17116.33	case1	14221.1	17366.3										
6	400	4400	3500	46400	bottom	17116.33	case2	10222	17368.9	1982.77	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
7	400	4400	3500	46400	bottom	17116.33	case3	17519.8	17357.1										
8	400	4800	3500	46400	bottom	17116.33	case1	8746.59	14124.9										
9	400	4800	3500	46400	bottom	17116.33	case2	17116.3	14117.2	1916.59	2	220	0.00257	220	0.00257	3088.172	ok	ok	Need
10	400	4800	3500	46400	bottom	17116.33	case3	2802.5	16826.7										
1	400	4800	3500	46400	bottom	13936.98	case1	10144.5	16816.7										
2	400	4800	3500	46400	bottom	13936.98	case2	5567.24	16819	1950.06	2	220	0.00257	220	0.00257	3088.172	ok	ok	Need
3	400	4800	3500	46400	bottom	13936.98	case3	13937	16811.3										
4	400	4400	3500	46400	bottom	13367.75	case1	2689.44	3154.81										
5	400	4400	3500	46400	bottom	13367.75	case2	13367.8	2997.78	1305.5	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
6	400	4400	3500	46400	bottom	13367.75	case3	8652.02	9861.48										
7	400	4400	3500	46400	bottom	8652.02	case1	7583.35	9640.92										
8	400	4400	3500	46400	bottom	8652.02	case2	8652.02	9861.48	1305.5	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need

design as beam or beam-column											check of column dimension		Special boundary elements					
B.E bar size (mm)	(flange) mm	h (column) mm	P(singly) beam	Ps total wall size	case controls	Ø	check of section	NO. of bars each end	Ps actual (B.E size)	check of steel ratio	check of spacing	Lb boundary (mm)	check of S.B.E	extent ofSBE	need for details	according to	S (mm)	
22	400	1000	0.01079	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 16783 ok	32	Ø 22	0.038	ok	not ok	2434	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00861	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 18253 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	2215	Required	extended	need	21.7.6.4	100
25	400	1100	0.00861	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 17853 ok	27	Ø 25	0.0301	ok	ok	2181	Required	extended	need	21.7.6.4	100
25	400	1100	0.00861	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 20807 ok	27	Ø 25	0.0301	ok	ok	1808	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 21776 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1728	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 18420 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 25828 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 3972 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 24601 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 21941 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 18311 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
22	400	1000	0.00182	0.0135	compersion	0.65	ØMn= 17856 ok	32	Ø 22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V
4	W3	400	4400	3500	46400	bottom	13367.75	case1	2689.44	3154.81	1305.5	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
5								case2	13367.8	2997.78										
6								case3	8652.02	9861.48										
7	W3	400	4400	3500	46400	bottom	8652.02	case1	7583.35	9640.92	1305.5	2	220	0.00257	220	0.00257	2830.824	ok	ok	Need
8								case2	8652.02	9861.48										
9								case3	7583.35	9640.92										
0	W4	400	4800	3500	46400	bottom	17910.14	case1	7396.91	5123.9	1263.47	2	220	0.00257	220	0.00257	3088.172	ok	ok	Need
1								case2	17910.1	5042.32										
2								case3	7755.36	15322.1										
3	W4	400	4800	3500	46400	bottom	8207.54	case1	8207.54	15204.3	1263.47	2	220	0.00257	220	0.00257	3088.172	ok	ok	Need
4								case2	7755.36	15322.1										
5								case3	8207.54	15204.3										
6	W5	400	2300	3500	46400	bottom	6423.81	case1	1994.68	545.35	573.41	2	220	0.00257	220	0.00257	1479.749	ok	ok	Need
7								case2	6423.81	540.47										
8								case3	3811.39	1370.98										
9	W5	400	2300	3500	46400	bottom	5046.88	case1	2912.91	1363.57	579.23	2	220	0.00257	220	0.00257	1479.749	ok	ok	Need
0								case2	617.74	1366.1										
1								case3	5046.88	1361.21										

	AV	AV	T	L	AA	AD	AV	AV	AE	AT	AG	AI	AV	AN	AL	AM	AN	AV	AV	AV		
4	22	400	1000	0.00182	0.004	pure moment	0.9	ØMn=	3972	ok												
5				-----	0.0035	axial	0.65	ØPn=	24601	ok	32	Ø	22	0.0304	ok	ok	1728	Required	extended	need	21.7.6.4	100
6				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	21941	ok												
7	22	400	1000	-----	0.004	compersion	0.65	ØMn=	18311	ok												
8				-----	0.0035	compersion	0.65	ØMn=	17856	ok	32	Ø	22	0.0304	ok	ok	1175	Required	extended	need	21.7.6.4	100
9				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	22681	ok												
0	25	400	1100	-----	0.004	compersion	0.65	ØMn=	16831	ok												
1				-----	0.0035	axial	0.65	ØPn=	26838	ok	27	Ø	25	0.0301	ok	ok	2274	Required	extended	need	21.7.6.4	100
2				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	28994	ok												
3	25	400	1100	-----	0.004	compersion	0.65	ØMn=	21723	ok												
4				-----	0.0035	compersion	0.65	ØMn=	21309	ok	27	Ø	25	0.0301	ok	ok	1136	Required	extended	need	21.7.6.4	100
5				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	28705	ok												
6	20	400	500	0.00114	0.004	pure moment	0.9	ØMn=	861	ok												
7				-----	0.0035	axial	0.65	ØPn=	12860	ok	20	Ø	20	0.0314	ok	ok	834	Required	extended	need	21.7.6.4	100
8				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	4705	ok												
9	20	400	500	-----	0.004	compersion	0.65	ØMn=	4610	ok												
0				0.0029	0.0035	pure moment	0.9	ØMn=	1698	ok	20	Ø	20	0.0314	ok	ok	672	Required	extended	need	21.7.6.4	100
1				-----	0.0135	compersion	0.65	ØMn=	3878	ok												









# الباب الحادي

## عشر

Footings الأساسات

## مقدمة نظرية عن الأساسات Introduction

الأساس هو الجزء السفلي من المنشأ والمتصل بالأرض، وهو الذي ينقل أحمال المنشأ سواء كانت حية أو ميتة أو غيرها بطريقة آمنة إلى تربة الأرض. وبشكل عام تنفذ الأساسات أسفل سطح الأرض وان كانت في بعض الأحيان قد تمتد إلى أعلى سطح الأرض.

### • معنى تصميم الأساسات

هو إيجاد المعلومات والبيانات التالية:

- عمق ومنسوب التأسيس.
- مساحة الأساس وشكله وابعاده من حيث الطول والعرض.
- عمق أو سماكة الأساس الكلي وبالتالي تحديد سمك الغطاء الخرساني.
- حديد التسليح اللازم والمطلوب للأساس وكيفية توزيعه وأقطاره.

### • الأغراض التي يجب تحقيقها عند تصميم وتنفيذ الأساسات

- تتحمل بأمان وزن المنشأ والأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الرياح أو الزلازل أو اي أحمال أخرى.
- توزيع ونقل جميع الأحمال الواصلة للأساسات إلى مساحة أكبر من التربة تحت الأساس.
- مقاومة الهبوط النسبي المتفاوت لأجزاء المنشأ ومقاومة انتفاخ التربة.
- تحقيق الاتزان والاستقرار للمنشأ ضد أي تأثير خارجي مثل الرياح والزلازل وضغط المياه.
- مقاومة تأثير المياه الجوفية أو التأثيرات البيئية المحيطة بالأساسات.

## أنواع الأساسات Type of Foundations

هناك ثلاثة أنواع أساسية من الأساسات يحتوي كل منها على عدة طرق للتأسيس حسب نوع التربة وحمل المبنى، وهي:

1- الأساسات السطحية.

2- الأساسات شبة العميقة.

3- الأساسات العميقة.

يتم استخدام أيها منها بحسب محددات وشروط لا بد من توفرها لإستخدام ذلك النوع من الأساسات.

### • محددات اختيار الأساسات السطحية

- يجب أن تكون الطبقات السطحية (القريبة من سطح الأرض) معقولة المقاومة بحسب الأحمال المسلطة عليها، بحيث لا يحصل فيها انهيار نتيجة التحميل عليها.
- يجب أن تكون الأحمال المنقولة للتربة في الحدود التي لا تتجاوز قدرة تحمل التربة نفسها.
- يجب مراعاة مشكلة الهبوط، بحيث قد يحصل هبوط يتجاوز الحدود المسموح بها دون حدوث انهيار للتربة، لذا يجب معرفة القيم المسموح بها للهبوط في جميع طبقات الموقع.
- يجب مراعاة بعض أنواع الترب المستخدمة والتي تولد مشاكل انشائية وهي ترب خاصة منها الترب الانتفاخية وغيرها، وهذه الترب قد يستحيل استبدالها، لذا يجب اختيار نوع مناسب من الأساسات فيها
- يكون هناك شروط تنفيذية عند وجود منسوب مياه متحرك، وهذا قد يعمل على رفع الأساسات السطحية، لذا يجب أخذ مثل هذه القوى بالاعتبار.
- يجب التأكد من عدم وجود احمال جانبية كبيرة مما يتطلب تكوين نظام إنشائي تحت سطح الأرض لمقاومة المركبات الأفقية المنقولة للأساس.

### • محددات اختيار الأساسات العميقة

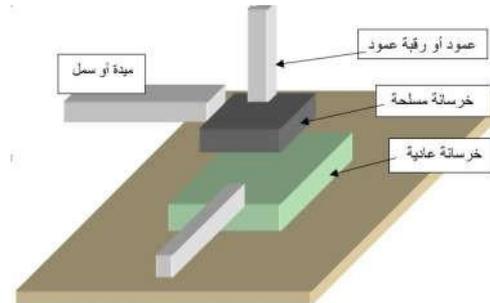
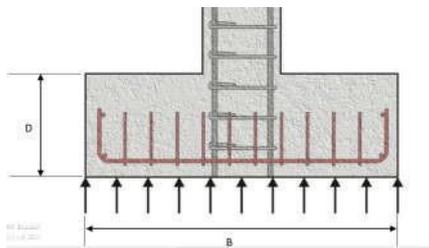
- نقل الأحمال إلى طبقات التربة الجيدة في حالة إذا كانت الطبقات العلوية ذات خواص ميكانيكية رديئة.
- في حالة الحمولات العالية جداً والتي تفوق قدرة تحمل التربة عند السطح في هذه الحالة يجد المهندس نفسه مضطراً إلى استخدام أساسات عميقة، وعادة في المباني التي تتجاوز عشرين طابقاً تكون الأساسات المناسبة لها هي الأساسات العميقة، وهذه ليست قيمة ثابتة وإنما تم ملاحظتها تقريباً من الواقع العملي.
- السيطرة والتحكم بالهبوط، خاصة لتربة سطحية ذات قابلية عالية للانضغاط، وكذلك الترب الصعبة والانتفاخية وغيرها.
- لمقاومة ضغوط الرفع (*uplift pressure*) وعزوم الانقلاب (*overturning moment*) حيث وأن الأساس السطحي لا يقاوم عزوم الانقلاب، لذا يتم استخدام أساسات عميقة.
- في حالة الخوف على المباني المجاورة من كبر الحفريات اللازمة للأساسات السطحية، وكذلك لكي لا تؤدي الضغوط الكبيرة على التربة السطحية إلى عمل هبوط متفاوت فتتولد إجهادات غير محسوبة على الأساسات المجاورة، وبالتالي إما أن هذه الأساسات المجاورة لا تقاوم الإجهادات الإضافية أو أن التربة نفسها لا تتحمل هذه القوى الزائدة.
- عند الحاجة إلى عمل دك للتربة خاصة المفككة (كما هو الحال في التربة الرملية) فإن دق الركائز في التربة يعمل على زيادة كثافتها وبالتالي الرفع من مقاومتها.
- عند الحاجة إلى رفع معامل الأمان تحت أكتاف الكباري والدعامات من أي احتمال لانجراف التربة.
- في حالة المنشآت البحرية حتى يتم الوصول بالأساسات إلى التربة القابلة لتحمل القوى بالشكل المطلوب.
- عند الحاجة إلى الحفاظ على استقرار التراكبات الترابية (*Earth movements*) من الانزلاقات وإمكانية ربط التربة الضعيفة بكتلة التربة القوية وعند الحاجة لتثبيت الرميئات والميول الترابية.

#### • الأساسات السطحية *Shallow Foundation*

وهي الأساسات التي تنفذ على أعماق قريبة من سطح الأرض ويكون عمق التأسيس أقل من أربعة أضعاف عرض الأساس وأحياناً يتم التجاوز لعمق أكثر من ذلك ويكون وفي هذا النوع يكون تأسيس المبنى على أعماق قريبة من سطح الأرض ومنها:

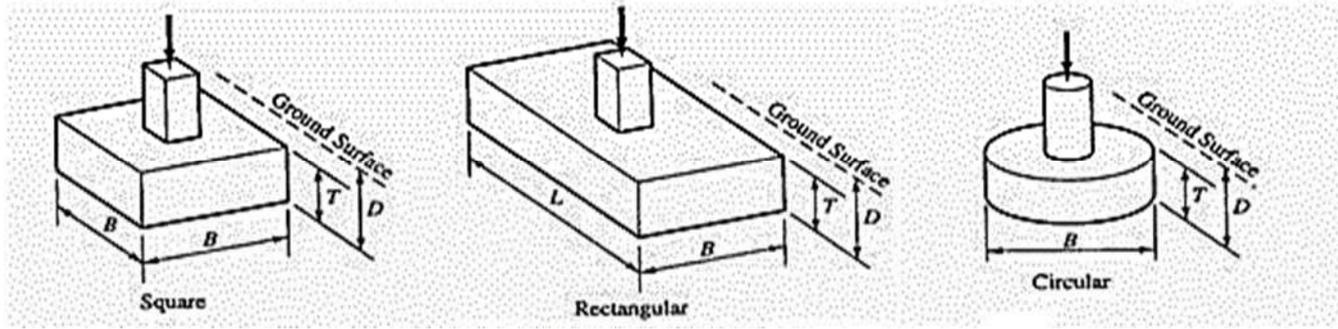
#### ▪ القواعد المنفصلة *Isolated Foundations*

ويستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني الهيكلية وتعتمد نظريتها على نقل أحمال المبنى عن طريق الكمرات إلى نقاط ارتكاز المبنى التي تتمثل في الأعمدة حيث ينتقل الحمل من كل عمود إلى القاعدة أسفلها وقد ترتبط هذه الأعمدة والقواعد بواسطة السمالات أو المياد والشكل رقم (1) يوضح الأجزاء المرتبطة بالقاعدة.



شكل(٢): ارتباط العمود مع القاعدة

شكل(١): الأجزاء المرتبطة بالقاعدة

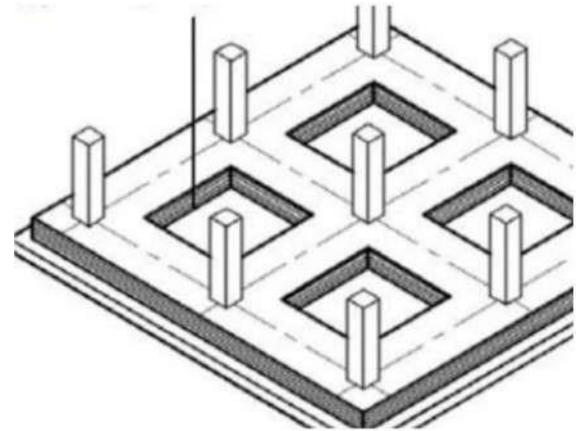


شكل (٣): الأشكال المختلفة للقواعد المنفصلة

كما يوضح الشكل رقم (٢) كيفية ارتباط حديد العمود بالقاعدة والشكل رقم (٣) يوضح الأشكال المختلفة للقواعد المنفصلة.

#### ■ القواعد الشريطية Strip Foundations

وقد تسمى أساسات مستمرة ويستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني ذات الحوائط الحاملة وتتم انشائها عن طريق حفر خندق في الأرض لكل حائط من حوائط المبنى وتعتمد نظرية هذا النوع من التأسيس على انتقال أحمال المبنى إلى التربة عن طريق الحوائط وبالتالي يلزم استمرار الأساس أسفل الحوائط بالكامل حتى يحقق



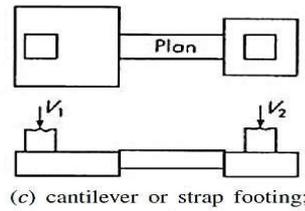
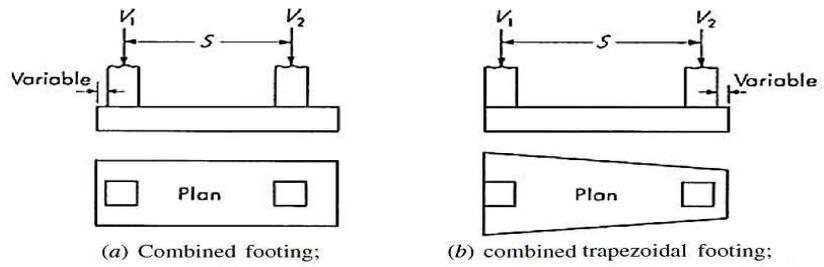
انتشار الأحمال على أكبر مساحة ممكنة من الأرض كما في الشكل رقم (٤).



شكل (٤): الاساسات الشريطية

### القواعد المشتركة Combined Foundations

- عند زيادة الأحمال في بعض أجزاء المبنى لدرجة تس تدعي كبر حجم القاعدة وقربها الش ديد من قاعدة أخرى مما يس تدعي ض م القاعدتين في قاعدة واحدة.
- عند حدود الجيران، في حالة عندما يكون المبنى على حد أرض الجار حيث انه من المس تحيل أن يتداخل أي جزء من المبنى في أرض الجار حتى ولو كانت أساسات المبنى، بالتالي يتم ربط هذا النوع من القواعد بباقي قواعد المبنى عبر كمره رابطة (شداد) منعاً لانقلاب القاعدة نظراً لعدم مركزية الحمل الواقع عليها كما هو موضح في شكل (٥):



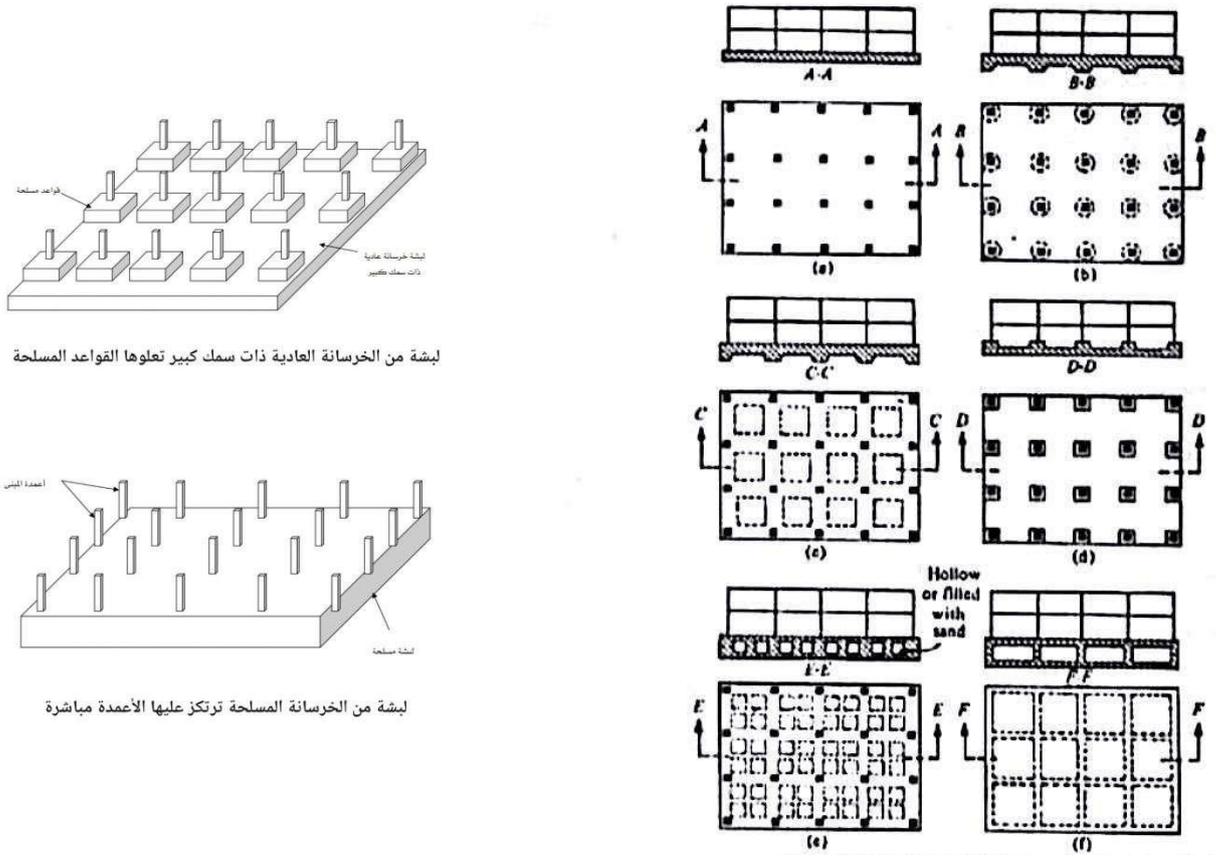
### أساس اللبشة أو الحصيرة Raft Foundations

يستخدم هذا النوع لنقل أحمال المباني الهيكلية بتوزيع متساوي على كامل سطح الأرض تحت المبنى حيث تستخدم في الأراضي الضعيفة التي لا تتحمل تركيز الأحمال في سطح القواعد المنفصلة، ويشترط في هذا النوع من التأسيس أن يكون جهد التربة متجانس تحت مسطح المبنى بالكامل كما يتطلب الأمر توزيع الأعمدة في المبنى بطريقة تضمن توزيع الأحمال بالتساوي على مسطح اللبشة ومنها إلى الأرض. ويتم تنفيذ هذه الطريقة بأن تحفر الأرض بكامل مسطح المبنى وتصب الخرسانة المسلحة حسب الأنواع المختلفة لللبشة. ويتحدد النظام الأمثل لللبشة إنشائياً طبقاً لقوة تحمل التربة وأحمال المبنى.

أنواع الأساسات الحصيرية (اللبشة) Type of Raft Foundation

- اللبشة المسطحة وهي عبارة عن صفيحة مستوية بسماكة منتظمة.
- اللبشة المسطحة المقواه تحت الأعمدة.
- اللبشة الكمرية عبارة عن بلاطة وجوائز حيث تكون الجوائز في اتجاهين والاعمدة تقع على نقاط تقاطع الجوائز.
- اللبشة الصندوقية وهي بلاطة مع جدران قبو كجزء من الحصيرة والجدران تعمل كعناصر داعمة للحصيرة.
- اللبشة الخازوقية وهي عبارة عن أحد الأنواع السابقة والمدعمة بخوازيق من الأسفل.

والشكل يوضح الأنواع المختلفة لأساسات اللبشة:



شكل (٦): أنواع الأساسات اللبشة

تستخدم الأساسات الحصيرية في الحالات التالية:

- ١- كأساسات مرنة للمنشآت ذات الكتلة الواحدة مثل صوامع الغلال والاسمنت والمداخن والمآذن والخزانات والأبراج والماكينات الكبيرة.
- ٢- عندما تكون قدرة تحمل التربة صغيرة أو أحمال الأعمدة كبيرة بقدر يجعل الأساسات الأخرى (إذا استخدمت) تغطي أكثر من 50 % من مساحة موقع المبنى حيث تكون أساسات اللبشة في هذه الحالة أفضل هندسياً واقتصادياً.
- ٣- في حالة التربة الغير متجانسة الخواص تحت مساحة موقع المبنى مما يحدث معه حدوث الهبوط المتباين.

- ٤- في حالة التربة القابلة للانضغاط حيث لا يمكن التحكم في الهبوط المتباين.
- ٥- للمنشآت ذات البدرومات التي تتواجد أسفل منسوب المياه الجوفية مما يستلزم استخدام أساس اللبشة يجعل للبدروم مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية داخله.
- ٦- في حالات خاصة للتربة اللينة ذات الانضغاطية العالية ونسعى في هذه الحالة اللبشة العائمة حيث يزال حجم من تربة الموقع يعادل وزن المنشأة أو وزن جزء منه بحيث يقل هبوط هذه التربة إلى قيمة مقبولة أو مسموح بها.
- ٧- للمنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط المتباين.

#### • الأساسات الشبه عميقة Semi-Deep Foundations

وهذه الأساسات تعتمد بشكل رئيسي على الاحتكاك والارتكاز، وتكون قيمة كل منهما ذات أهمية كبيرة وهي تحقق الشرط التالي بالنسبة للعمق والارتفاع  $(4m > \frac{D}{B} > 10m)$ .

#### • الأساسات العميقة Deep Foundations

ويتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك نلجأ إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس كما ان الأساس يعتبر عميقاً إذا زاد عمقه عن عشرة اضعاف عرضه.

##### ▪ الخوازيق Piles

الخوازيق هي أعضاء إنشائية نحيفة رأسية أو ذات ميل خفيف مع الرأسى والمقصود بالنحافة أن القطاع العرضي يكون صغيراً بالمقارنة بطول الخازوق وتقوم الخوازيق بنقل حمل العمود أو المنشأ إلى الطبقات التحتية التي تخترقها أو تتركز عليها تلك الخوازيق.

##### ▪ القيسونات Caissons

هي عبارة عن منشأ مفرغ يتم الحفر خلاله بينما يهبط المنشأ داخل الأرض حتى مستوى التأسيس وبذلك يصبح جزءاً متكاملًا من الدعامه. والقيسونات وسيلة لإنشاء دعائم التأسيس تحت الظروف الصعبة حيث يصبح الحفر العادي أو المسنود شبة مستحيل أو صعباً لوجود تربة غير ثابتة أو مياه جوفية وكذلك في حالة المباني والجسور المبنية فوق الماء.

• اللبشة الخازوقية Piled raft

في تصميم الأساسات للمباني الكبيرة على طبقة عميقة من الطين هنا ربما نجد أن أساس اللبشة قد يحقق معامل الأمان ضد إنهيار قدرة التحمل ولكن الهبوط سيكون زائد بشكل كبير ( في الحالة التقليدية يتم إفتراض زيادة في سماكة الأساس اللبشة لصنع أساس عائم وهذا غير مقبول ) ولذلك يمكن إستخدام الخوازيق في هذه الحالة عند تركيب الخوازيق مع اللبشة فإن التداخل بين النوعين من المنشأ معقد جداً حيث يعتمد على جساءة اللبشة وطبيعة التربة تحتها وكذلك على طبيعة وعدد الخوازيق أسفل اللبشة. Tomlinson في كتابة (الأساسات-التصميم

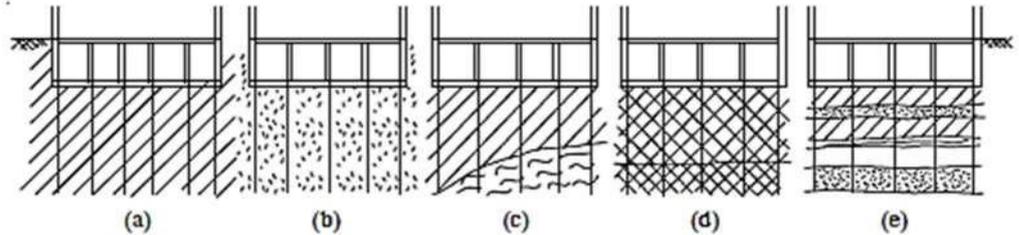
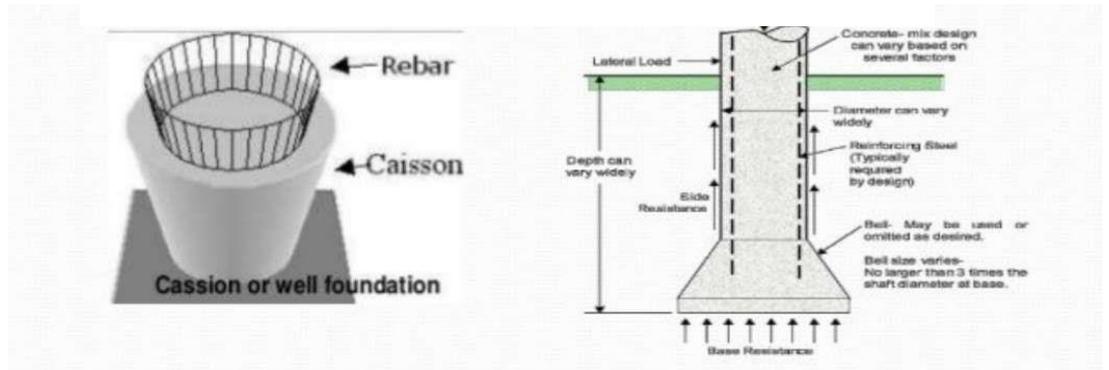
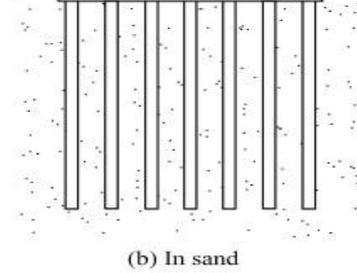
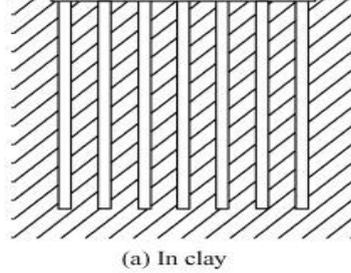


Fig. 15.1 Piled basements: (a) Piles in clay; (b) piles in sand; (c) piles through clay to rocks; (d) piles through soft clay to hard clay; (e) piles in layers of clay and sand.



والإنشاء) إعتبر تأثير اللبشة الخازوقية من إحدى الحالات التالية:

الحالة (a): اللبشة خازوقية حيث كامل الخوازيق في تربة طينية إنظغاطية.

الحالة (b): اللبشة خازوقية والخوازيق مدقوقة إلى رمل غير كثيف والذي يسهم في زيادة الهبوط من الجهة.

الحالة (c): اللبشة خازوقية حيث الخوازيق مركبات خلال تربة إنضغاطية إلى صخر صلب.

الحالة (d): اللبشة خازوقية حيث الخوازيق مركبات خلال طين ناعم إلى طين جاسئ.

الحالة (e): اللبشة خازوقية حيث الخوازيق مركبات في طبقات متبادلة من الطين الناعم والرمل.

#### ■ أنواع اللبشة الخازوقية

##### ١- اللبشة الخازوقية لتخفيض الهبوط

عندما نختار أساس اللبشة عندئذٍ يجب أن تكون اللبشة آمنة من إعتبارات قدرة التحمل وكذلك آمنة من إعتبارات الزيادة في الهبوط ولذلك فإن الخوازيق تخفف جزء من الحمل الكلي المسلط على اللبشة وبالتالي فإن هبوط اللبشة سيقبل حتى يكون ضمن الحدود المسموح بها. وعدد الخوازيق المطلوبة سيكون أقل من الأساس الخازوقي التقليدي والمسافة بين الخوازيق في هذه الحالة يكون كبير أكبر من 6 مرات قطر الخازوق لتجنب تأثير المجموعة. نحن يجب أن نحسب الهبوط الذي نحتاجه للوصول إلى قدرة تحمل الخوازيق الكلية الذي سيكون صغير إلى حد ما وهنا يتم إعتبار ان الخازوق يتحمل حمل يصل إلى قدرة تحمل القصوى في التربة. وهذه إحدى مميزات نظام اللبشة الخازوقية عن نظام الخوازيق التقليدي. حيث في النظام التقليدي يتم إستخدام الحمل التشغيلي فقط. كما أن طول الخوازيق في هذا النظام لا يحتاج إلى الوصول إلى الطبقة الصخرية وكما قد تكون الأطوال صغيرة بحسب تركيز الحمل حيث يكون الخازوق ذا الحمل الأكبر أكثر طولاً.

##### ٢- اللبشة الخازوقية لنقل الأحمال

وهذا هو النوع التقليدي حيث يستخدم في الحالات التي تكون فيها الطبقة تحت الأساس ضعيفة جداً مع منسوب مياه مرتفع واللبشة تم إختيارها كأساس. هنا اللبشة يجب أن تقاوم قوى الطفو من الماء الأرضي ويجب أن تنقل كل الحمل الصافي من المنشأ إلى الخوازيق ليتم حمله إلى الطبقات الأعمق والأقوى. عدد الخوازيق المطلوبة في هذه الحالة يكون أكثر من تلك المطلوبة في الحالة السابقة.

مثال توضيحي للإختيار بين النوعين:

$$\text{The FS against bearing } \frac{N_{cc}}{w} = \frac{5.69 \times 70}{150} = 2.65 \text{ (safe)}$$

$$\text{Assuming } E_s = 90 \times \text{cohesion}; E_s = 90 \times 70 = 6300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Elastic settlement of raft } \Delta H = \frac{0.95(qB)(1-\mu^2)}{E_s}$$

$$= \frac{0.95 \times 150 \times 15(1-0.35^2)}{6300} = 0.29 \text{ m} = 290 \text{ mm}$$

لبشة مربعة بطول ضلع 15 m تحمل  $150 \text{ }^2\text{KN/m}$  على تربة سرير من الطين العميق الذي له معامل تماسك يساوي  $70 \text{ }^2\text{KN/m}$

نلاحظ أن الهبوط كبير ويجب تخفيضه والحسابات تظهر أنه إذا اخترنا ١٦ خازوقاً بقطر 300 mm وطول 30 m عند ذلك سنستطيع تخفيض الهبوط لالبشة بواسطة مشاركة الحمل للخوازيق إلى 150 mm . على الناحية الأخرى إذا قمنا بتصميم الخوازيق لحمل كامل الأحمال (كما في الطريقة الثانية) واللبشة تؤثر فقط كناقل ميكانيكي فإننا سنحتاج 68 خازوقاً والهبوط سيكون مساوياً 120 mm أي أنه سيكون التخفيض في الهبوط فقط 30 mm عن الطريقة الأولى ولكن النظام الأول سيكون أكثر رخصاً وكذلك الهبوط سيكون ضمن الحدود المسموح بها.

#### ▪ إنتقال الحمل إلى الخوازيق في اللبشة الخازوقية

عندما يتم تحميل الخازوق المفرد من أعلى يتم مقاومة الحمل أولاً بواسطة الإحتكاك الجانبي حيث يكون حاصل بشكل كامل مع هبوط على الأقل 5.0% من قطر الخازوق. وتبدأ مقاومة الإرتكاز الكلية في العمل فقط بعد حصول الإحتكاك الكلي بين التربة والخازوق. في الخازوق الذي يكون متصل ببلاطة من أعلى والبلاطة تكون على إتصال مع الأرض والحمل الذي سيتم نقله إلى الخازوق سيكون أكبر من حالة تحميل الخازوق المفرد حتى في المراحل الأولية من التحميل.

طريقة نقل الأحمال من الإعتبارات المهمة جداً في تصميم اللبشة الخازوقية. العديد من المصممين يفترضوا ان اللبشة تدخل في العمل والمشاركة في التحميل فقط بعد أن تستنفد الخوازيق قدرة التحمل القصوى لها وهذا هو السبب في هذا النوع من نقل الأحمال.

#### ▪ التفاعل بين الخوازيق-اللبشة-التربة Pile-soil-raft interaction

التحليل الفعلي للنظام الثلاثي الأطوار المكون من (اللبشة-الخوازيق-التربة) يمكن أن يتم فقط بشكل رئيسي بواسطة طرق الكمبيوتر. ويجب أن تؤخذ جميع الإعتبارات النظرية للتأثير:

- التفاعل بين اللبشة والتربة (raft-soil interaction).
- التفاعل بين الخازوق والتربة (pile-soil interaction)
- التفاعل بين الخازوق واللبشة (pile-soil interaction): الحمل العالي لـ اللبشة على التربة يعمل على حجز التربة ويؤثر على ردود أفعال التربة على الخوازيق.
- التفاعل بين الخازوق والخازوق (pile-pile interaction): المسافات بين الخوازيق تؤثر على سلوكها إعتقاداً على ما إذا كان الخازوق سينهار مفرداً أو مع مجموعة.

#### • الخوازيق Piles

الخوازيق عبارة عن عناصر إنشائية تستخدم لنقل الأحمال من الطبقات السطحية إلى الطبقات العميقة وتستخدم لواحد أو أكثر من الأغراض التالية:

- ١- حمل الأحمال التي تكون ثقيلة جداً لحملها بالأساسات السطحية حيث يتم نقلها إلى طبقات أعمق وأقوى وأقل إنضغاطية.
- ٢- نقل جزء من الحمل إلى التربة العميقة لتخفيض الهبوط كما في أساسات اللبشة الخازوقية.
- ٣- لحمل الأحمال الأفقية كما في دعامات الجسور أو الجدران الساندة وأيضاً لزيادة إستقرارية المباني العالية.
- ٤- الخوازيق المائلة تستخدم لحمل الأحمال المائلة مع مركبات القوى الأفقية.
- ٥- لمقاومة قوى الرفع في الأساسات كما في الترب الإنتفاخية والأساسات العائمة.
- ٦- لتجنب إنهيار الركيزة بالنحر كما في الجسور.
- ٧- لصنع هبوط متفاوت كبير في الحالات التي يكون هناك تفاوت كبير في أحمال الأعمدة.
- ٨- لرص مواد الأساس كما في الرمل المفكك.

#### ▪ تصنيف الخوازيق Classification of piles

◀ بحسب نقل الأحمال والسلوك الوظيفي

- خوازيق الإرتكاز *End bearing piles*
- خوازيق الإحتكاك *Friction piles*
- خوازيق الإرتكاز والإحتكاك *End bearing and Friction piles*

◀ بحسب نوع المواد المصنوع منها الخازوق

- خوازيق خشبية. *Timber Piles*
- خوازيق خرسانية. *Concrete Piles*
- خوازيق معدنية. *Steel Piles*
- خوازيق مركبة. *Composite Piles*

◀ بحسب طريقة الإدخال

- الخوازيق المدقوقة *Driven piles*
- الخوازيق المحفورة *Bored piles*
- الخوازيق اللولبية *series movement piles*
- الخوازيق الإهتزازية *Vibration piles*

#### ▪ نظام الخوازيق Piles system

نظام الأساسات الخازوقية يتكون من الوسادة (*Pile cap*) ومجموعة الخوازيق حيث تعمل الوسادة على توزيع الحمل المطبق على الخوازيق فردياً والتي بدورها تنقل الحمل إلى الأرض المرتكزة عليها.

والخوازيق المفردة:

- متباعدة بمسافات متساوية.
- متصلة بالوسادة (*Pile cap*) أو الشدادات (الجسور الرابطة (*Tie beams*) والتي تعمل بدورها على ربط الخازوق إلى المنشأ في مستوى نهاية الخازوق (*Pile cut-off level*).
- يمكن ترتيبها في عدة نماذج مختلفة بالإعتماد على نوعية المنشأ ولا مركزية الحمل.

#### ▪ توزيع الأحمال Load distribution

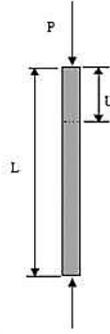
للأهمية الكبيرة فإن التحليل الإنشائي للأساسات الخازوقية يتم بواسطة برامج الحاسوب. ولكن في حالات خاصة يمكن إستخدام الطريقة التالية:

أولاً: في حالة القوى الرأسية فقط نفترض الآتي:

- الخازوق صلب rigid.
- الخازوق متصل ك Pinned في قمته وفي الأسفل.

وبالتالي فإن القوة المؤثرة على الخازوق تتناسب طردياً مع الإزاحة الناشئة عن الضغط.

حيث أن:



U ← الإزاحة.

E ← معامل مرونة مادة الخازوق.

A ← مساحة مقطع الخازوق.

P ← مركبة الحمل الرأسية.

k ← ثابت المادة.

- عندما يكون الحمل المسلط Q مركزي أي في المحور الطبيعي (المركز) لمجموعة الخوازيق فإن القوة على الخازوق المفرد ستكون كالتالي:

$$Pv = q/n$$

حيث Q الحمل الرأسي الكلي على المجموعة و n عدد الخوازيق في المجموعة.

- عندما يكون الحمل المسلط Q لامركزي ويسبب دوران حول المحور الطبيعي للمجموعة ويبعد مسافتي x و y عن محور (مركز) المجموعة تكون القوة الرأسية المسلطة على الخازوق كالتالي:

$$P_i = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2}$$

$$P = k \cdot U \quad \text{and} \quad P = E \cdot A$$

$$\Rightarrow k \cdot U = E \cdot A$$

$$\Rightarrow k = \frac{E \cdot A}{U}$$

ثانياً: في حالة وجود قوى رأسية وقوى جانبية مؤثرة على مجموعة الركائز فمن الشائع إستخدام الخوازيق الرأسية المركبة مع الخوازيق المائلة (*Raking piles*) كما في الشكل:

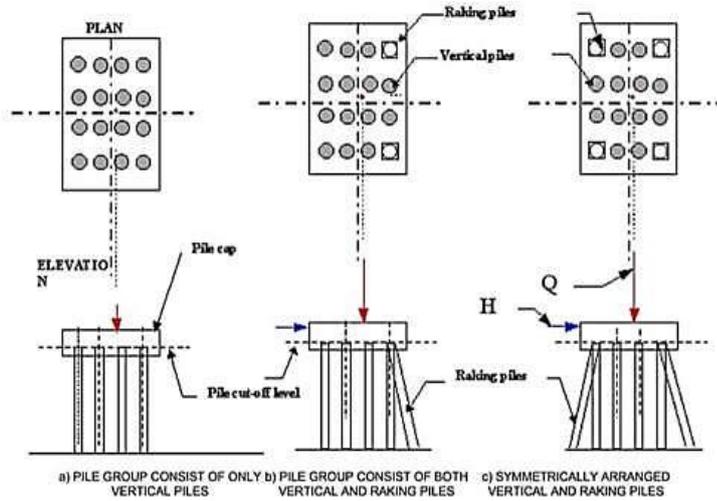
ولإشتقاق المعادلة المستعملة في التصميم نأخذ بالإعتبارات التالية:

- ١- نحدد موقع المحور الرئيسي للخوازيق الرأسية والمائلة في المسقط الأفقي.
- ٢- نرسم كلا المحورين على المسقط الرأسي ونقوم بمدهما حتى يتقاطعا في النقطة C.
- ٣- نفترض أن القوى Q و M يسببان العزم والإزاحة الجانبية في النقطة C.
- ٤- النقطة C هي التي يكون فيها العزم بصفر و y هي ذراع العزم.

ولنأخذ  $n =$  عدد الخوازيق الرأسية.

$m =$  عدد الخوازيق المائلة.

ومجموع القوى على الخازوق



Q = Vertically applied load  
H = Horizontally applied load

$$M + H + Q = \text{المفرد}$$

نجد أن :

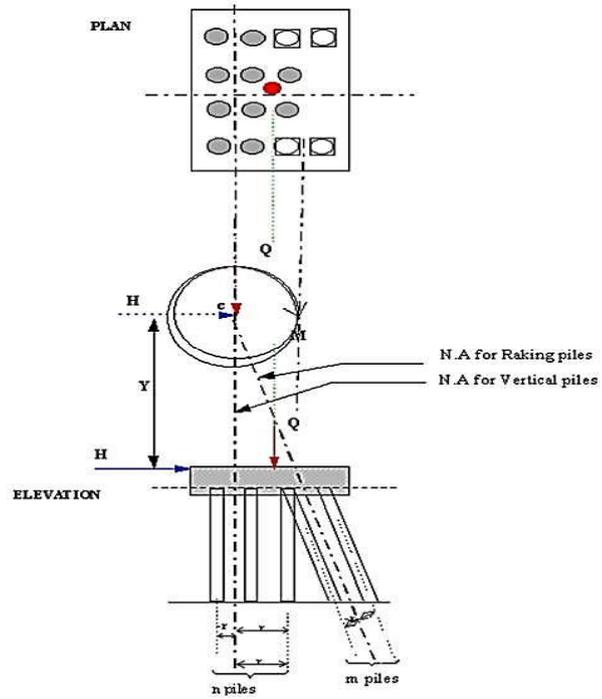
$$P_{vi} = \frac{Q}{n} : \text{القوة الناتجة عن الحمل الرأسي Q}$$

$$P_{vi} = \frac{-H}{n \times \tan \alpha} : \text{القوة الناتجة عن الحمل الجانبي H}$$

$$P_{ri} = \frac{+H}{m \times \sin \alpha} : \text{القوة الناتجة عن الحمل الجانبي H}$$

- القوة الناتجة عن العزم M :

$$P_i = \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2}$$



■ سلوك الخوازيق تحت التحميل Behavior of piles under loading

تصمم الخوازيق على أن قدرة التحمل المتوقعة أو المحسوبة تعتمد على تطبيق الحمل المركزي الأقصى على شروط التربة المحددة في الموقع بعد فترة قصيرة نسبياً من غرس الخازوق. ويمكن تحديد قدرة التحمل القصوى بالآتي:

- استخدام الصيغ التجريبية لتوقع قدرة التحمل من خصائص التربة المحددة بواسطة التجارب.
- إختبارات تحميل الخازوق في الموقع.

وعندما يتعرض الخازوق لحمل ضغط متزايد تدريجياً في خطوات تحميل متتابعة فإنه يحصل الآتي:

في البداية النظام بين التربة والخازوق يسلك سلوك خطي مرن حتى النقطة A في مخطط الحمل-الهبوط وإذا تحقق الحمل في أي مرحلة حتى هذه النقطة فإن رأس الخازوق سيعود إلى وضعة الأصلي. وعندما يزداد الحمل بعد

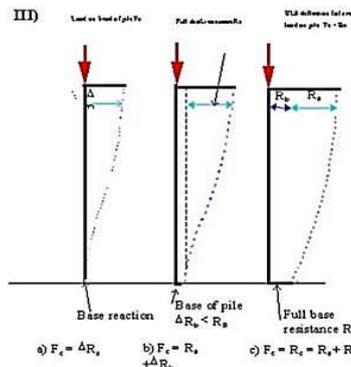
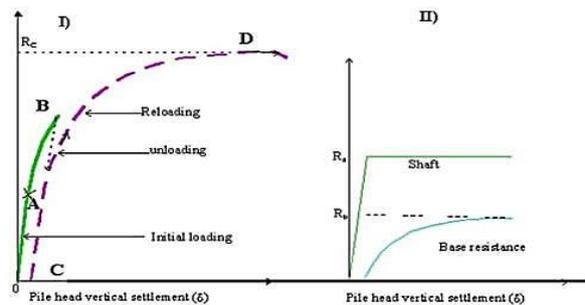


Figure -1 axial compression of pile

النقطة A يبدأ الإحتكاك الجانبي في الحصول وعندما يتحقق الإحتكاك الجانبي الأقصى فإننا نصل إلى الخضوع ويقترب السطح بين التربة والخازوق إلى الإنزلاق حتى يصل النقطة B وإذا تحقق الحمل خلال هذه المرحلة فإن الخازوق سيعود إلى النقطة C ويكون الهبوط الإبتدائي مساوياً للمسافة OC. وعند وصول مرحلة التحميل الكلي لمقاومة الإرتكاز في النقطة D فإن الخازوق يهبط للأسفل بدون أي زيادة إضافية في الحمل أو أن أي زيادة صغيرة في الحمل تُحدث هبوط كبير.

▪ هبوط الخوازيق Pile's settlement

$$S_t = S_f + S_b + S_p$$

$S_t$  ← الهبوط الكلي

$S_f$  ← الهبوط الناشئ عن الإحتكاك

$S_b$  ← الهبوط الناشئ عن الإرتكاز

$S_p$  ← الهبوط الناشئ عن التحميل

1- الهبوط الناشئ عن الإحتكاك:  $S_f$

$$S_f = \frac{Q_f * I_f * (1 - \mu_s)^2}{\text{surface area}} * \left( \frac{\text{diameter of pile}}{E_s} \right)$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{L/D}$$

$Q_f$  ← مقاومة إحتكاك الخازوق

$L$  ← طول الخازوق

$D$  ← قطر الخازوق

$I_f$  ← معامل التأثير

$\pi DL$  ← المساحة السطحية للخازوق

عادة تكون هذه القيمة صغيرة حوالى (0.2~0.6) % من قطر الخازوق.

2- الهبوط الناشئ عن الإرتكاز:  $S_b$

$$S_b = \frac{Q_b * I_b * (1 - \mu^2)}{A} * \left( \frac{D}{E_s} \right)$$

$Q_b$  ← قدرة تحمل الإرتكاز

$A$  ← مساحة مقطع الخازوق

$E_s$  ← معامل مرونة التربة

$I_b$  ← الثابت التجريبي = 0.85

$\mu$  ← نسبة بواسون = 0.35

تكون هذه القيمة من (4~10) % من قطر الخازوق.

3- الهبوط المرن الناشئ عن التحميل:  $S_p$

الهبوط المرن سيعتمد على توزيع الإحتكاك على طول الخازوق

$$S_p = \frac{(Q_p + \alpha Q_f) * L}{A * E_c}$$

$E_c$  ← معامل مرونة الخرسانة

$\alpha$  ← معامل يعتمد على مقاومة الإحتكاك على طول الخازوق وتكون 0.5 للإحتكاك المنتظم والقطع المكافئ و 0.67 للتوزيع المثلي للإحتكاك كما في الرمل

▪ هبوط اللبشة Raft's settlement

$$S_i = q * B * \frac{(1 - \mu^2) * I_w}{E_s}$$

← q شدة التحميل  
 ← B عرض اللبشة  
 ← E معامل مرونة التربة  
 ← M نسبة بواسون ≈ 35.0  
 ← I<sub>w</sub> معامل التأثير

TABLE 14.1 Influence Factor I<sub>w</sub> (IS 8009, Part I, 1976, Table 2)

Shape	Flexible foundation			Rigid foundation
	Centre	Corner	Average	
Circle	1.00	0.64	0.85	0.86
Square	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangle				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.20	1.06
L/B = 2.0	1.52	0.76	1.30	1.20
L/B = 5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
L/B = 10.0	2.52	1.26	2.25	2.10

TABLE 14.2 Approximate Modulus of Elasticity (E<sub>s</sub>) and Poisson's Ratio (μ) for Various Soils

Type of soil	E <sub>s</sub> (10 <sup>4</sup> kN/m <sup>2</sup> )	μ
1. Clay		
Very soft	0.20-1.50	0.30-0.5
Soft	0.50-2.50	
Medium	2.50-4.50	
Stiff	4.50-9.50	
Sandy	2.50-20.00	
2. Sand		
Loose	1.05-2.50	0.2-0.40
Medium dense	1.73-2.76	0.25-0.40
Dense	4.80-8.10	0.30-0.45
Silty	1.05-1.75	0.20-0.45
3. Others		
Gravel	10-20	
Broken stone	15-30	

الهبوط المسموح به الأقصى والمتفاوت

TABLE 14.3 Allowable Maximum and Differential Settlement of Buildings (mm) (IS 1904, Table 1)

No.	Type of structure	Steel frames	Reinforced concrete frames	Plain brick walls multi-storeyed		Water towers/silos
				L/H ≤ 3	L/H > 3	
<b>1 Isolated foundations</b>						
(a) Sand and hard clay						
	Maximum (mm)	50	50	60	60	40
	Differential (mm)	0.0033L	0.0015L	0.00025L	0.0033L	0.0015L
	Angular distortion	1/300	1/666	1/4000	1/3000	1/666
(b) Plastic clay						
	Maximum (mm)	50	75	80	80	75
	Differential (mm)	0.0033L	0.0015L	0.00025L	0.0033L	0.0015L
	Angular distortion	1/300	1/666	1/4000	1/3000	1/666
<b>2 Raft foundations</b>						
(a) Sand and hard clay						
	Maximum (mm)	75	75	-	-	100
	Differential (mm)	0.0033L	0.002L	-	-	0.0025L
	Angular distortion	1/300	1/500	-	-	1/400
(b) Plastic clay						
	Maximum (mm)	100	100	-	-	125
	Differential (mm)	0.0033L	0.002L	-	-	0.0025L
	Angular distortion	1/300	1/500	-	-	1/400

التفاعل بين التربة والخازوق

عزوم الخازوق والقص والتشوّهات الجانبية المستخدمة في التصميم يجب أن تأخذ في الإعتبار التفاعل بين الوجه الإسطواني للخازوق والتربة عندما تكون النسبة بين العمق المغروز للخازوق إلى قطرته أو عرضه (إذا كان مربع) أقل من أو تساوي ٦. ويمكن إعتبار الخازوق صلب التني بالنسبة للتربة.

المسافات بين الخوازيق

المسافة بين الخوازيق يجب أن تحدد مع مراعاة:

- ١- طبيعة الأرض.
- ٢- طريقة الإنشاء
- ٣- تأثير مجموعة الخوازيق.
- ٤- يجب أن تكون كافية لمنع إنهيار الخوازيق والعناصر الإنشائية المجاورة.

للخوازيق الإرتكازية:  $S = 2.5 * D + 0.02 * L$

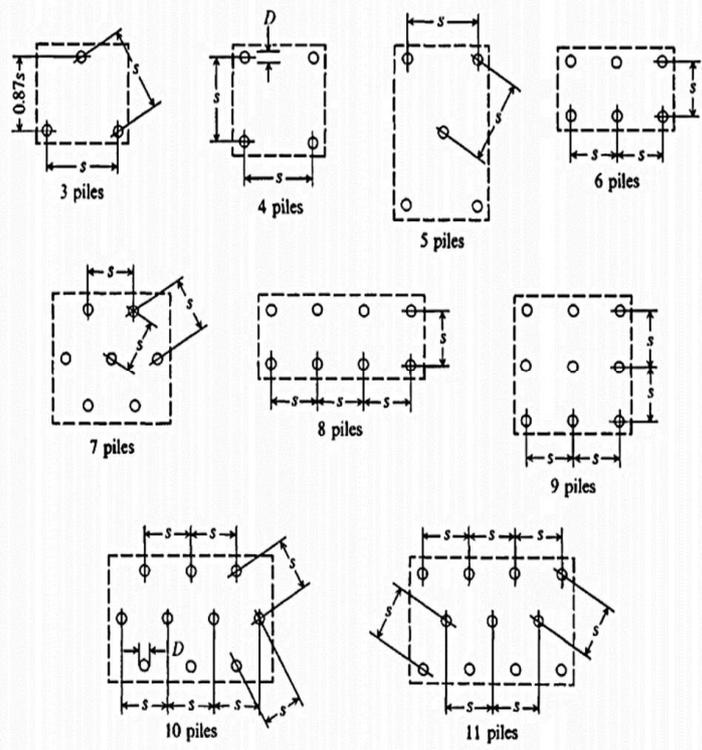
للخوازيق الإحتكاك:  $S = 3.5 * D + 0.02 * L$

أقل مسافة بين الخوازيق من المركز إلى المركز طبقاً للعديد من كودات المباني كالتالي

Chicago, 1994 (sec.13-132-120)	NBC, 1976 (Sec.921.1L)	BOCA, 1993 (Sec. 1013.8)	نوع الخازوق
2D or 2H ≥ 760 mm	2D or 1.75H ≥ 760 mm 2D or 1.75H ≥ 610 mm	2D or 1.75H ≥ 760 mm 2D or 1.75H ≥ 610 mm	إحتكاكي إرتكازي

وكذلك التعليقة الخارجية من مركز الخازوق الطرفي إلى نهاية الوسادة تكون كالتالي

Load (ton)	S (in)	Load (ton)	S (in)
P ≤ 60	15	200 < P ≤ 280	30
60 < P ≤ 120	21	280 < P	36
120 < P ≤ 200	27		



### ▪ قدرة التحمل للخوازيق Capacity Of Piles

عند حساب قدرة تحمل الخازوق يجب أن تؤخذ في الإعتبار العوامل التالية:

- مواد الخازوق.
- قدرة تحمل الخازوق للشد والضغط.
- مساحة التشوة للخازوق و قدرة التحمل ل اللي والثني.
- حالة الخازوق في أعلى وأسفل الخازوق.
- لامركزية الحمل المطبق على الخازوق.
- خصائص التربة.
- منسوب المياه الجوفية.

وعند حساب قدرة تحمل الخازوق للأحمال الجانبية يجب أن يتم أخذ ما يلي في الإعتبار:

- مقاومة التربة أو الصخر ضد القوى الجانبية وتأخذ في الإعتبار تأثير مجموعة الخوازيق.
- قدرة التحمل الإنشائية للخازوق.
- تأثير  $P-\Delta$  يجب أن يؤخذ في الإعتبار عندما يزيد إنبعاج الخازوق عن 25 mm.

ومن ذلك نلاحظ أن طريقة الحسابات التي يمكن أن تحقق كل هذه الإشتراطات ستكون معقدة وصعبة الحل يدوياً ولذلك فإنه يتم حساب قدرة التحمل للخوازيق بواسطة عدة طرق واسعة الإستخدم وبشكل مبسط وهي:

- الطريقة الجيوتكنيكية (التحليل الإستاتيكي).
- طريقة معادلات الدق الديناميكية.
- تجارب تحميل الخوازيق.

### ◀ الطريقة الجيوتكنيكية (التحليل الإستاتيكي)

وتعتمد هذه الطريقة على العوامل التصميمية لتربة الإرتكاز والمحصلة من الإختبارات المعملية وتستخدم في خوازيق الدق والحفر حيث تعتبر حمل الخازوق عبارة عن مجموع مقاومتي الإحتكاك والإختراق للخازوق. وهناك عدة نظريات تدرج تحت هذه الطريقة تختلف عن بعضها في العوامل المستخدمة في الحساب ونوعية التربة التي تستخدم لها كل نظرية منها:

#### أولاً: طرق حساب قدرة التحمل بالإرتكاز

- الصيغة الإستاتيكية (التربة الرملية والتربة المتماسكة)
- طريقة مير هوف.
- طريقة كويل وكاستلو للتربة الرملية.
- طريقة مير هوف بإستخدام رقم إختبار الإختراق القياسي.
- طريقة فيزك.
- طريقة جامبو.

#### ثانياً: طرق حساب قدرة التحمل بالإحتكاك

- طريقة معامل مقاومة الإحتكاك.
- طريقة  $\beta$ .
- طريقة  $\alpha$ .
- طريقة  $\lambda$ .

#### ثالثاً: طريقة بروم لحساب الحمل الجانبي فقط.

### ◀ طريقة معادلات الدق الديناميكية

وهذه الطريقة تستخدم صيغ رياضية تعتمد بشكل رئيسي على نتائج التجارب الحقلية ونوع الألة المستخدمة في التجربة حيث تعطي نتائج جيدة في خوازيق الدق.

### ◀ تجارب تحميل الخوازيق

حيث تعطي حمل الخازوق سواء كان معرض للشد أو الضغط والحمل الناتج عن هذه التجارب هو المأخوذة في التصميم.

$$\alpha_{CPRF \text{ or } \alpha_{PR}} = \frac{\text{Load carrying by piles at specific settlement}}{\text{total load at the same settlement}}$$

$$S_R = \frac{\text{settlement of piled - raft}}{\text{settlement of raft without piles}}$$

#### ▪ تصميم اللبشة الخازوقية Design of piled-raft

توجد طريقة تصميم مباشرة شائعة مقبولة في الوقت الحالي. ومن الطرق التحليلية الشائعة المستخدمة هي كالاتي:

- ١- الطريقة الحسابية التجريبية.
- ٢- الطريقة الحسابية المحسنة.
- ٣- التحليل الرقمي باستخدام الكمبيوتر.

#### مفاهيم طريقة التصميم

أربعة مفاهيم تتضمنها حساباتنا:

- الحمل الكلي على الأساسات.
- نسب الأحمال المشاركة بواسطة الخوازيق.
- هبوط اللبشة بدون الخوازيق.
- تخفيض الهبوط بواسطة الخوازيق.

#### SR نسبة تخفيض الهبوط

يعتمد مقدار التخفيض على نوع الخازوق المستخدم وقدرة تحمل الخازوق وأيضاً على هبوط الخوازيق في الحمل الأقصى.

- إذا كان هبوط الخازوق صغير في حالة طاقة تحميل قصوى كبيرة عندئذ سيكون هناك تخفيض كبير في الهبوط الكلي للأساس.
- العلاقة بين  $\alpha_{PR}$  و  $S_R$  يمكن عرضها كالتالي:

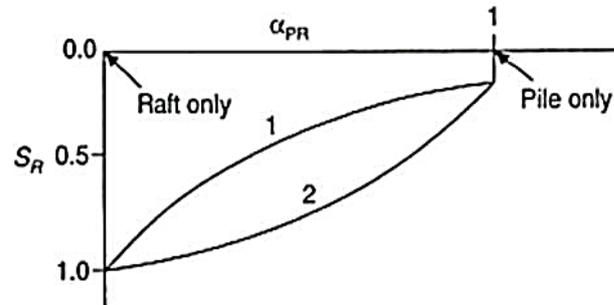


Figure 14.3 Relation between  $\alpha_{PR}$  (ratio of load carried by pile to total load on the foundation) and  $S_R$  (settlement reduction ratio in piled rafts).

#### ▪ تخطيط وتصميم نظام اللبشة الخازوقية

- ١- نحدد قدرة التحمل القصوى للتربة باستخدام ميكانيكا التربة .

- ٢- ثم حدد قدرة التحمل القصوى للأساس  $qu * A =$  ونحدد ما إذا كان معامل الأمان مناسب أم لا .  
 ٣- نحدد الهبوط كلبشة جاسنة كما في الشرح السابق للهبوط:

- ٤- في هذه الخطوة يتم تحديد هل نحن بحاجة لإستخدام الخوازيق أم لا حيث يؤخذ الهبوط المسموح به من الجدول السابق من الحمل المسموح به لللبشة يتم تحديد الحمل المحمول بواسطة اللبشة كالتالي:

$$= \frac{S_{all} * E_s}{B * (1 - \mu^2) * I_f}$$

ويتم تحديد الحمل المحمول بواسطة الخوازيق ونسبة مشاركته كالآتي:

$$qp_{pile} = q_1 - q_{raft}$$

(نسبة مشاركته -  $q_1$ )

$$q_{raft}/q_1 \times 100$$

- ٥- يتم حساب قدرة التحمل القصوى للخازوق بإستخدام طرق ميكانيكا التربة والهبوط في حالة قدرة التحمل القصوى ويتم إيجاد عدد الخوازيق المطلوبة كالتالي:

$$\text{عدد الخوازيق المطلوبة} = \frac{\text{نسبة مشاركة الحمل بالخوازيق} * \text{الحمل الكلي للمبنى}}{\text{قدرة التحمل القصوى للخازوق}}$$

#### المعلومات الأساسية في التصميم

١. الوصف ومقطع التربة وطبقاتها وكامل خصائصها.
٢. المواد المستخدمة في التصميم.
٣. معاملات الموقع.
٤. الأحمال وحالات التحميل.
٥. إختيار طريقة التصميم.
٦. تحليل الخوازيق: بحسب العمق والمنطقة الزلزالية وبرامج التحليل الكمبيوترية نوجد العزم والقص والإزاحة من المخططات أو من البرامج. وكذلك تحليل مجموعة الخوازيق.

$$= q_1 * B * \frac{(1 - \mu^2) * I_f}{E}$$

٧. تصميم المخططات  $q_1 = \frac{\text{load from building}}{\text{area of raft}}$
٨. تحديد طول الخازوق: للأحمال المحورية والهبوط ويتم التشبيك عليها لباقي الأحمال.

#### متطلبات تصميم الخوازيق بحسب الكود ACI-19

- ◀ للخوازيق المدقوقة مسبقة الصب طول التسليح العرضي المزود يجب أن يكون كافي لحساب احتمالية التغير في منسوب قمة أو رأس الخازوق.

الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب غير مسبوقة الإجهاد للمنشآت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية C يجب أن تحقق الآتي:

- أقل نسبة حديد تسليح طولي يجب أن تكون 0.1
- التسليح الطولي يجب أن يطوق بالأقل من 10NO. كانت مغلقة أو 10 mm قطر الحلزون للخوازيق ذات قطر أقل من أو يساوي 500 mm والأقل من 13NO. كانت مغلقة أو قطر حلزون 13mm للخوازيق ذات قطر أكبر من 500 mm.
- المسافات بين حديد التسليح العرضي داخل مسافة قدرها 3 مرات أقل بعد من مقطع الخازوق من أسفل وسادة الخوازيق يجب ألا تتجاوز الأقل من 8 مرات أصغر قطر حديد تسليح طولي و 150 mm.
- التسليح العرضي الذي يجب أن يزود خلال طول الخازوق في مسافات لا تتجاوز 150 mm
- ← للمنشآت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية D , E or F الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب غير مسبقة الإجهاد يجب أن تحقق المتطلبات في البند السابق بالإضافة إلى المتطلبات للخوازيق الخرسانية المحفورة والمصبوبة موقعياً.
- ← الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب مسبوقة الإجهاد للمنشآت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية C يجب أن تحقق الآتي:
- إذا كان التسليح العرضي يتكون من الحلزون أو الأطواق الدائرية فإن النسبة الحجمية للتسليح العرضي في 6 m العلوية يجب ألا تقل عن المحسوب بالعلاقات التالية:

ويجب  $f_{yt}$  ألا تؤخذ أكبر من 690 MPa.

- النصف من النسبة الحجمية الأقل المطلوبة للحلزون المحصلة من المعادلتين السابقة يجب تزويدها لتسليح الطول المتبقي من الخازوق.
- ← للمنشآت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية D , E or F الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب-مسبقة الإجهاد يجب أن تحقق المتطلبات من 1 إلى 5 ومنطقة الخازوق اللدنة يجب أن يتم تعريفها بأنها طول الخازوق المقاس من أسفل الوسادة إلى النقطة التي عندها التقوس بصفر مضافاً إليها 3 مرات أقل بعد للخازوق ولكن ليس أقل من 5.10 m وإذا كان طول الخازوق في التربة 5.10 m أو أقل فإن منطقة الخازوق اللدنة يجب أن تأخذ كامل طول الخازوق:
- في منطقة الخازوق اللدنة المسافات من المركز إلى المركز لتسليح الحلزون أو الطوق يجب ألا تتجاوز الأقل من:
- التسليح الحلزوني يجب أن يحلزن بإحدى الطرق التالية:
  - ← تدوير دورة مفردة كاملة.
  - ← باللحام.
  - ← استخدام الحلزونة الميكانيكية.
- إذا التسليح الحلزوني محلزن معملياً فإن نهايتي الحلزون يجب أن يزود بخطاف زلزالي. الحلزون الميكانيكي

$$0.15 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$0.04 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right)$$

والملمح للأسياخ المشكلة يجب أن تطابق 7.5.25

- إذا كان حديد التسليح العرضي مكون من الحلزون والأطواق الدائرية فإن النسبة الحجمية للتسليح العرضي في منطقة الخازوق اللدنة لا تقل عن المحسوبة من خلال المعادلات التالية:  
ويجب  $f_{yt}$  ألا تؤخذ أكبر من 690 MPa.
- تسليح الحلزون والأطواق خارج منطقة الخازوق اللدنة يجب ألا تقل نسبة التسليح الحجمية المزودة عن نصف المطلوبة داخل المنطقة اللدنة للخازوق وأكبر مسافة يجب أن تكون طبقاً للجدول (b) 6.5.4.13.

$$0.2 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$0.06 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right)$$

- في حديد التسليح العرضي المكون من الأطواق المستطيلة والكانات يجب أن تكون مساحة التسليح العرضية الجانبية الكلية في المنطقة اللدنة أكبر من:  
ويجب  $f_{yt}$  ألا تؤخذ أكبر من 690 MPa.

◀ للمنشآت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية C , D , E or F فإن أقصى قوة محورية مفكثرة للخوازيق مسبقة الصب مسبقاً الإجهاد المعرضة لتراكيب القوى الجانبية الزلزالية والقوى المحورية يجب ألا

$$A_{sh} = 0.3sb_c \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right)$$

$$A_{sh} = 0.12sb_c \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right)$$

تتجاوز القيم التالية:

- $0.2f'_c A_g$  للخوازيق المربعة.
- $0.4f'_c A_g$  للخوازيق ثمانية الأضلاع والدائرية.

تصميم عناصر الأساسات العميقة يجب أن يكون طبقاً لما يلي:

- القوى المحورية المسموحة: يجب أن تصمم عناصر الأساسات العميقة باستخدام تراكيب الأحمال للقوى المحورية المسموحة في الكود (4.2) *ASCI/SEI sec*
- القوى المسموحة في الجدول التالي إذا تحقق أحد الشرطين التاليين:  
- عنصر الأساس العميق مدعم جانبياً على كامل ارتفاع الأساس.  
- عزوم الإنحناء المسلطة على عنصر الأساس العميق بسبب الأحمال المطبقة الخارجية أقل من العزم الناشئ عن اللامركزية العرضية بـ 5% من قطر العنصر أو عرضة.

**Table 13.4.2.1—Maximum allowable compressive strength for deep foundation members**

Deep foundation member type	Maximum allowable compressive strength <sup>[1]</sup>	
Uncased cast-in-place concrete drilled or augered pile	$P_a = 0.3f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, or other permanent metal casing that does not satisfy 13.4.2.3	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$ <sup>[2]</sup>	(b)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	$P_a = 0.4f'_c A_g$	(c)
Precast nonprestressed concrete pile	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(d)
Precast prestressed concrete pile	$P_a = (0.33f'_c - 0.27f_{pc})A_g$	(e)

<sup>[1]</sup> $A_g$  applies to the gross cross-sectional area. If a temporary or permanent casing is used, the inside face of the casing shall be considered the concrete surface.

<sup>[2]</sup> $A_s$  does not include the steel casing, pipe, or tube.

الانابيب المعدنية في عناصر الاساسات الخرسانية العميقة المصبوبة موقِعياً يجب أخذها في الإعتبار ليتم تركيبها اذا تحققت الحالات الآتية:

- ١- التصميم يجب الا يستخدم الأنابيب لمقاومة أي جزء من الحمل المحوري المفروض.
- ٢- الأنبوب يجب أن يكون مغلق بإحكام ويجب أن يكون مسنن للدق.
- ٣- السماكة للأنابيب يجب الا تقل عن  $1.7 \text{ mm}$ .
- ٤- الأنابيب يجب ان تكون غير ملحومة او مزودة بلحام بنفس قوة المعدن الخام وتكون على الهيئة التي سوف تعمل على حيز الخرسانة المصبوبة موقِعياً.
- ٥- النسبة بين مقاومة الخضوع للأنبوب إلى مقاومة الخضوع للخرسانة على الأقل 6 وإجهاد الخضوع يجب أن يكون على الأقل 210 MP.
- ٦- القطر الأساسي للعنصر يجب أن يكون أقل من أو يساوي  $400 \text{ mm}$ .

عدد وتوزيع عناصر الأساسات العميقة يجب أن تحدد بحسب القوى والعزوم المطبقة إلى الأساس ولا تزيد عن مقاومة الأساس العميق المسموحة.  
مقاومة الاساسات العميقة المسموحة يجب أن تحدد طبقاً لمبادئ ميكانيكا التربة والصخور.

◀ المقاومة التصميمية:

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{-a}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{-b}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{-c}$$

$$\phi T_n \geq T_u \quad \text{-d}$$

المقاومة التصميمية للأساسات العميقة يجب أن تحقق العلاقة:

$$\phi S_n \geq U$$

متضمنة الآتي من a-d وتأثير التداخل بين الأحمال يجب أخذة بالإعتبار:

للقوى المحورية والعزوم:

**Table 13.4.3.2—Compressive strength reduction factors  $\phi$  for deep foundation members**

Deep foundation member type	Compressive strength reduction factors $\phi$	
Uncased cast-in-place concrete drilled or augered pile <sup>[1]</sup>	0.55	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, <sup>[2]</sup> or other permanent casing that does not satisfy 13.4.2.3	0.60	(b)
Cast-in-place concrete-filled steel pipe pile <sup>[3]</sup>	0.70	(c)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	0.65	(d)
Precast-nonprestressed concrete pile	0.65	(e)
Precast-prestressed concrete pile	0.65	(f)

<sup>[1]</sup>The factor of 0.55 represents an upper bound for well understood soil conditions with quality workmanship. A lower value for the strength reduction factor may be appropriate, depending on soil conditions and the construction and quality control procedures used.

<sup>[2]</sup>For wall thickness of the steel pipe or tube less than 6 mm.

<sup>[3]</sup>Wall thickness of the steel pipe shall be at least 6 mm.

$$n_1 = \frac{\text{applied load } P_u}{\text{bearing capacity } Q_{total}}$$

$$n_2 = \frac{\text{applied load } P_u}{\phi F_g A_g}$$

• خطوات التصميم:

▪ طريقة LRFD:

- إيجاد قدرة التحمل الجيوتكنيكية من خلال حساب قدرة التحمل للإرتكاز والإحتكاك  $Q_{total}$ .
- حساب قدرة التحمل الإنشائية  $\phi F_g A_g$ .
- حساب الحمل المسلط:  $P_u = 1.25 P_D + 1.75 P_L$
- تحديد عدد الخوازيق المطلوبة:
- يتم حساب حديد التسليح وباقي الحسابات.

▪ مبادئ عامة لتصميم الخوازيق

- ١- أطوال الخوازيق تُختار لتحقيق أقصى قدرة إرتكاز وإذا ما تواجدت طبقة ضعيفة أسفل منسوب الإرتكاز فيجب ألا يقل العمق بين نهايات الخوازيق والسطح العلوي لتلك الطبقة عن ثلاثة أمتار.
- ٢- يجب مد الخازوق لعمق مقداره ثلاثة أمثال قطر الخازوق في طبقة الإرتكاز.

- ٣- قدرة تحمل التربة الملامسة للوسادة يجب إهمالها عند حساب قدرة تحمل مجموعة الخوازيق.
- ٤- يجب حساب تأثير الإحتكاك السلبي عند وجود طبقة ضعيفة غير متصلبة تحت الوسادة كحمل إضافي على الخوازيق.
- ٥- يجب تجنب استخدام خوازيق إحتكاك يقل طولها عن عرض الأساس.
- ٦- تصمم المسافات بين الخوازيق بحيث توائم بين الإعتبارات العملية لأقل مسافة والإعتبارات التصميمية لقدرة تحمل المجموعة بالمقارنة مع قدرة تحمل الخازوق المنفرد.
- ٧- إذا سمحت أحوال التربة فإن من الأفضل والأكثر إقتصاداً أن نستخدم عدد أقل من الخوازيق الطويلة عن عدد أكبر من الخوازيق القصيرة.
- ٨- في حالة الخازوق المحملة جانبياً أو المعرضة لحركة التربة فإن الجساءة بين وجه التربة والخازوق مطلوبة كالتالي:

■ متطلبات الخرسانة لأعمال الخوازيق

سيتم تلخيصها في الجدول التالي:

نوع الخازوق	هبوط مكعب الخرسانة mm	الغطاء الخرساني mm	أقل كمية للأسمنت Kg/m <sup>3</sup>	نسبة الماء إلى الأسمنت	مقاومة الخرسانة
زيق المدقوقة والمصبوبة موقعياً	100-150	50-70	400	0.5	M25
زيق المحفورة والمصبوبة موقعياً	150-200	50-70	400	0.5	M25
زيق المدقوقة والمصبوبة مسبقاً	-	40-50	330	0.5	M20
الخوازيق مسبقة الإجهاد	-	40-50	-	-	M40 to M60

يجب ألا يزيد الحمل التشغيلي على الخوازيق 25% من قوة مكعبات الخرسانة بعد ٢٨ يوم والمحسوبة على كامل المقطع العرضي للخازوق.

■ متطلبات تسليح الخوازيق

أولاً: الخوازيق المصبوبة موقعياً

- نسبة الحديد المستخدم في التسليح % (1.5-2) من مساحة مقطع خرسانة الخازوق.
- كل أسياخ التسليح للخوازيق يجب أن تستمر إلى داخل الوسادة أو اللبشة.
- المسافة بين أسياخ حديد التسليح الطولية على الأقل 100 mm.
- أقل نسبة تسليح ضرورية 0.8% حسب الكود IS 2911 والعديد من الكودات الأخرى تأخذها 1%.
- حديد التسليح الجانبي يستخدم Links or spiral وأقل قطر مسموح به هو 6 mm والمسافات لا تقل عن 150 mm. وعلى أي حال فإن المسافات بين حديد التسليح يجب ألا تمنع التدفق الحر للخرسانة.
- في مناطق من الخازوق حيث يكون الخضوع متوقع فإن حديد التسليح الطولي والعرضي يجب أن يحقق الإشتراطات الخاصة الناشئة عن أقل نسبة تسليح وأكبر مساحة.

ثانياً: الخوازيق مسبقة الصب

- حديد التسليح الطولي والعرضي يجب أن يجعل الخازوق قادراً على:
  - ١- مقاومة إجهادات الرفع.
  - ٢- إحتمال إجهادات الدق.
  - ٣- تزويد قدرة التحمل الإنشائية الضرورية.
- النسبة للخازوق يجب ألا تزيد عن ٥٠ أو يتم عمل الخازوق على عدة قطع.

the ratio  $\frac{K_n}{E_{oed}^{ref}}$  as (10~100) for clayey soil and (1~10) for sandy soil

■ أقل نسبة تسليح للخوازيق بحسب الكود 19- ACI 318

Table 18.13.5.7.1—Minimum reinforcement for uncased cast-in-place or augered concrete piles or piers

Minimum reinforcement		SDC C— All Site Classes	SDC D, E, and F— Site Class A, B, C, and D	SDC D, E, and F— Site Class E and F
Minimum longitudinal reinforcement ratio (minimum number of bars)		0.0025 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)	0.005 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)	0.005 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)
Minimum reinforced pile length		Longest of (a) through (d): (a) 1/3 pile length (b) 3 m (c) 3 times the pile diameter (d) Flexural length of pile - distance from bottom of pile cap to where $0.4M_u$ exceeds $M_u$	Longest of (a) through (d): (a) 1/2 pile length (b) 3 m (c) 3 times the pile diameter (d) Flexural length of pile - distance from bottom of pile cap to where $0.4M_u$ exceeds $M_u$	Full length of pile except in accordance with [1] or [2].
Transverse confinement reinforcement zone	Length of reinforcement zone	3 times the pile diameter from the bottom of the pile cap	3 times the pile diameter from the bottom of the pile cap	7 times the pile diameter from the bottom of the pile cap
	Type of transverse reinforcement	Closed ties or spirals with a minimum 10 mm diameter	Minimum of No. 10 closed tie or 10 mm diameter spiral for piles $\leq$ 500 mm diameter Minimum No. 13 closed tie or 13 mm diameter spiral for piles $>$ 500 mm diameter In accordance with 18.7.5.2	In accordance with 18.7.5.2
	Spacing and amount of transverse reinforcement	Spacing shall not exceed lesser of 150 mm or 8 longitudinal bar diameters	In accordance with 18.7.5.3 and not less than one-half the requirement of Table 18.7.5.4 Item (e)	In accordance with 18.7.5.3 and not less than the requirement of Table 18.7.5.4 Item (e).
Transverse reinforcement in remainder of reinforced pile length	Type of transverse reinforcement	Closed ties or spirals with minimum 10 mm diameter	Minimum of No. 10 closed tie or 10 mm diameter spiral for piles $\leq$ 500 mm diameter Minimum of No. 13 closed tie or 13 mm diameter spiral for piles $>$ 500 mm diameter In accordance with 18.7.5.2	In accordance with 18.7.5.2
	Spacing and amount of transverse reinforcement	Maximum spacing of 16 longitudinal bar diameters	Spacing shall not exceed the least of (a) through (c): (a) 12 longitudinal bar diameters (b) 1/2 the pile diameter (c) 300 mm	

[1] For piles sufficiently embedded in firm soil or rock, reinforcement shall be permitted to be terminated a length above the tip equal to the lesser of 5 percent of the pile length and 33 percent of the length of the pile within rock or firm soil.

[2] In lieu of providing full length minimum flexural reinforcement, the deep foundation element shall be designed to withstand maximum imposed curvatures from the earthquake ground motions and structural response. Curvatures shall include free-field soil strains modified for soil-foundation-structure interaction coupled with foundation element deformations associated with earthquake loads imparted to the foundation by the structure. Minimum reinforced length shall not be less than the requirement for SDC D, E, or F; Site Class D.

بعض الإضافات لبعض أنواع الخوازيق إضافة إلى الجدول السابق:

- الخوازيق الخرسانية المغلفة معدنيًا: يجب أن يملك حلزون ملحم إلى الأنبوب المعدني بسماكة لا تقل عن 2 mm للأمان ومحمية من التأثيرات الضارة المحتملة الناشئة عن قوام التربة أو التغيرات في منسوب المياه الجوفية أو عوامل أخرى.

■ تفاصيل تسليح الخوازيق

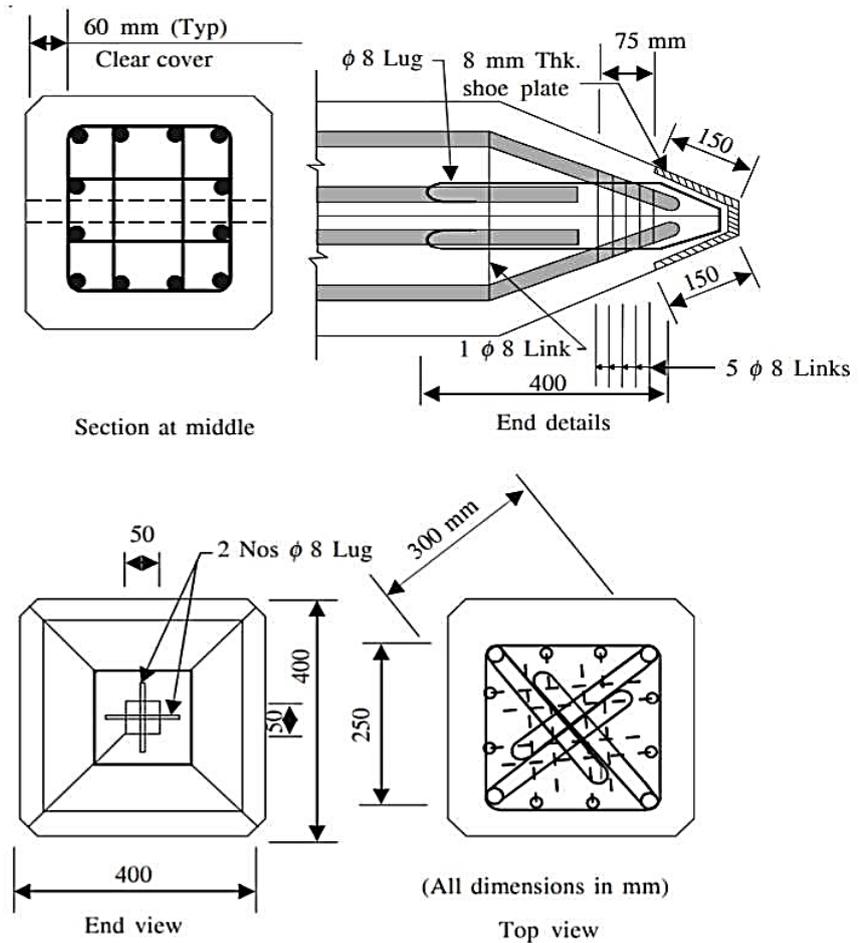


Fig. 11.3 Details of a pre-cast reinforced concrete pile.

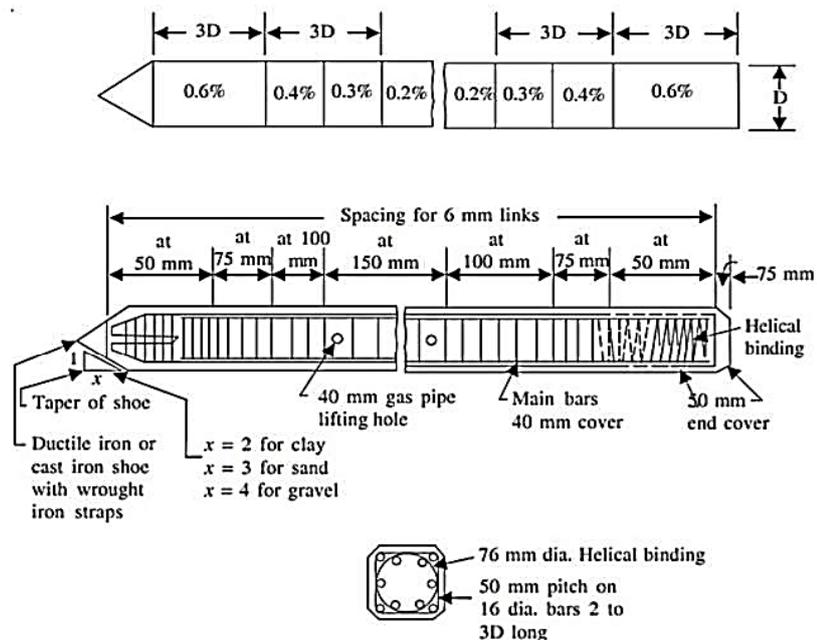
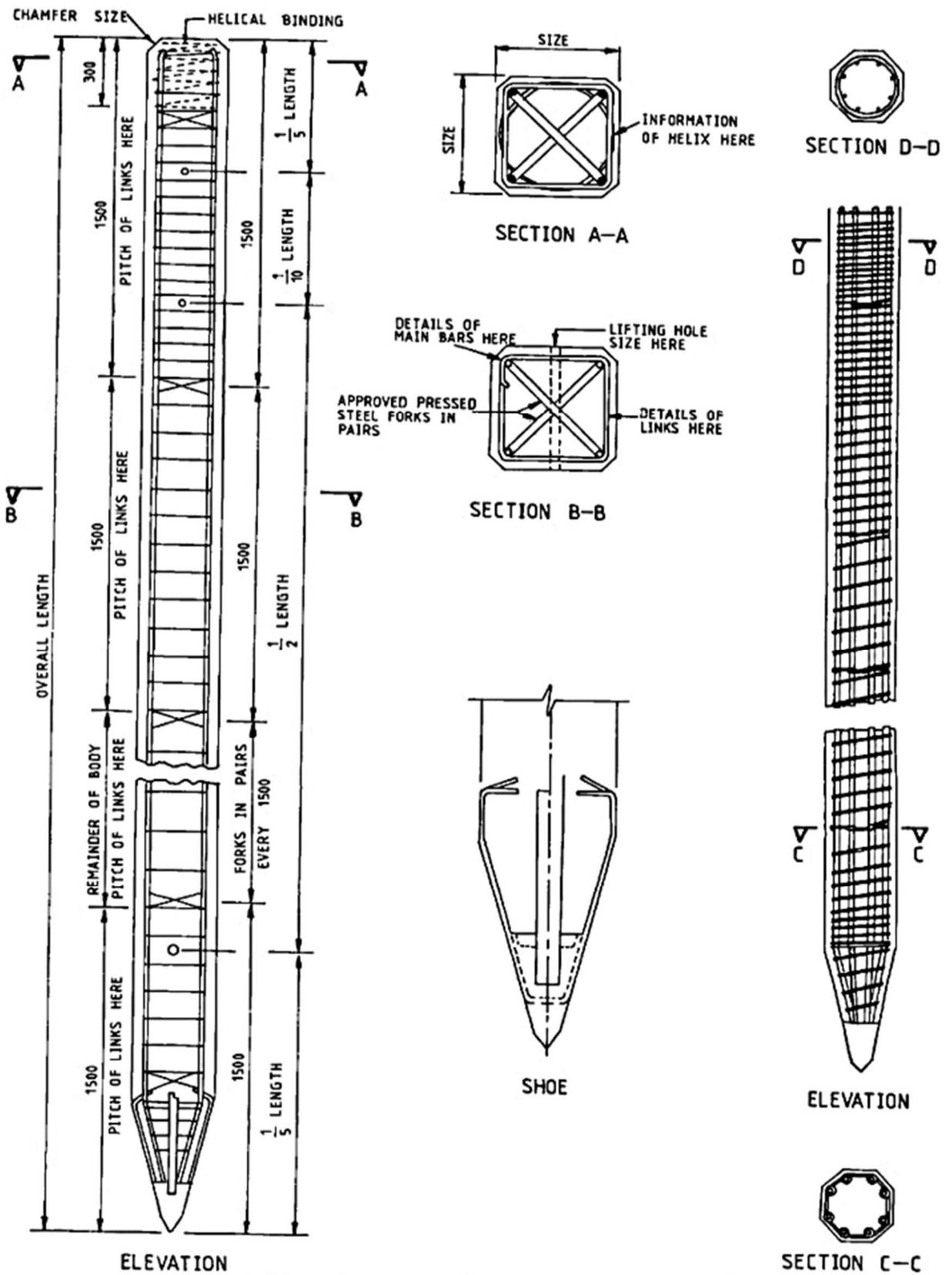


Fig 11.1 Arrangement of reinforcements in pre-cast driven R.C. piles. Distribution of laterals along the length of the pile as percentage of volume of pile.



(a) Square pile

(b) Octagonal pile

## الوسائد Piles Cap

### • توزيع الأحمال في الوسائد Load Transfer of Pile Cap

- حمل الأعمدة يتشتت في زاوية قدرها  $45^\circ$  من أسفل الأساس أو العمود (أعلى الوسادة) إلى منتصف عمق الوسادة.
- ردود الأفعال من الخوازيق تؤخذ على أنها تتوزع أيضاً في زاوية قدرها  $45^\circ$  من رأس الخازوق إلى منتصف عمق الوسادة.
- العزوم الناتجة عن الهبوط المتفاوت الذي قد يحصل بين الخوازيق تحت نفس الوسادة يجب أن تؤخذ في الإعتبار في حالة الأغطية الكبيرة.

### • تصميم الوسائد Design of Pile Cap

يتم تصميم الوسائد باستخدام إحدى الطرق التالية:

#### ▪ طريقة التحزيم Circulage Method

حيث أن حديد التحزيم يتم وضعه في صفوف رأسية بما لا يزيد عدد الأسياخ في الصف الواحد عن 4 أسياخ ولا تزيد الصفوف عن صفين.

#### ▪ طريقة الكمر الصلبة Rigid Beam method

#### ▪ طريقة الوسائد الكابولية.

### عند تصميم الوسائد يجب مراعاة الآتي:

- العزوم تؤخذ في نفس المقاطع كما في الخرسانة المسلحة للأساسات.
- يجب تسليح الوسادة للعزوم السالبة والموجبة.
- أقل غطاء خرساني للحديد 75 mm.
- يجب أن تمتد الخوازيق داخل الوسادة بمقدار 75 mm على الأقل وإذا امتدت أكثر من ذلك فإن الحديد السفلي يجب أن يعمل عقدة حول الخازوق لمنع تشقق جزء من الوسادة من عزوم رأس الخازوق وقوى القص.
- أقل سماكة للوسادة فوق رأس الخازوق هي 300 mm.
- عندما يكون الخازوق متصل كلياً جاسئ (Fixed) يجب أن تمتد الخوازيق داخل الوسادة على الأقل 300 mm وأقل سماكة للوسادة فوق رأس الخازوق هي 300 mm.
- بعض وصلات القص-شد يجب أن تستخدم عند رأس الخازوق إذا كان الخازوق معرض لقوى شد.
- القص والعزم في الوسادة يحسبان في المقاطع الحرجة كما في الشكل:

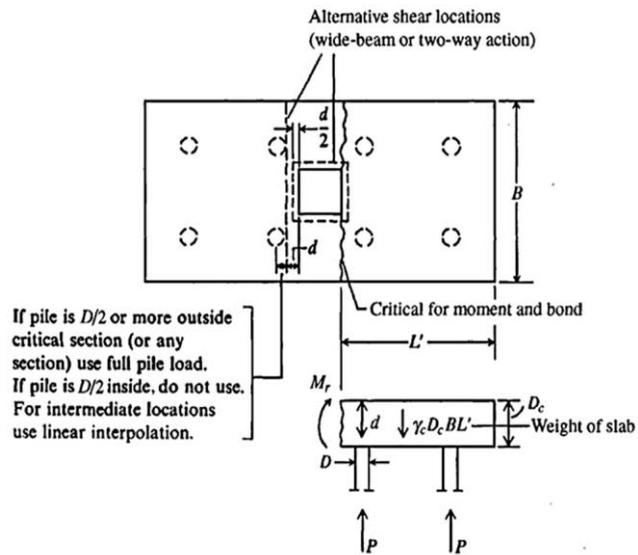


Figure 18-8 Critical pile cap locations for shear, moment, and bond computations according to Chap. 15 of ACI 318-

▪ تفاصيل تسليح الوسادة

- في حالة الخوازيق مسبقة الإجهاد:

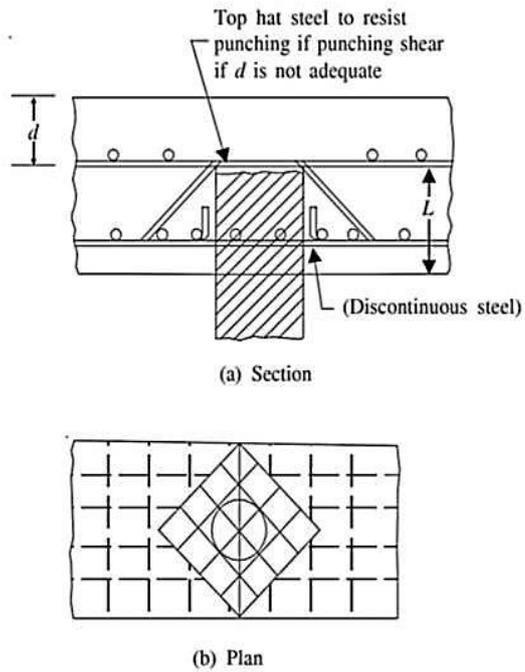


Fig. 11.5 Pile to foundation connection in pre-stressed piles: (a) Top hat reinforcement to resist vertical reaction if punching shear is exceeded; (b) diagonal bars provided to replace continuity of bottom steel.

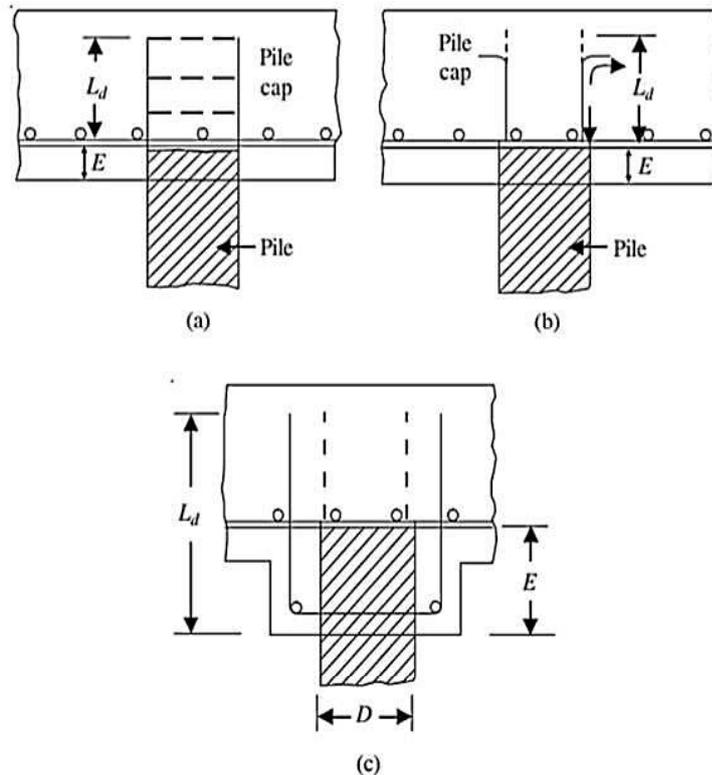
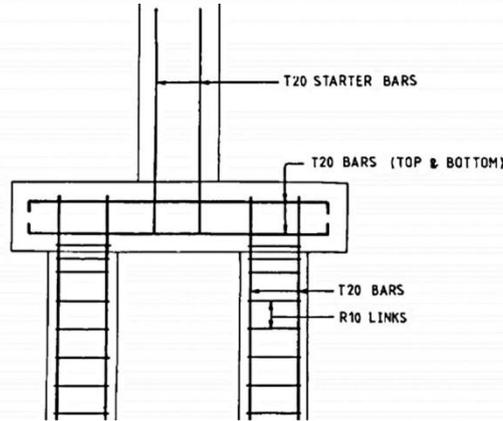
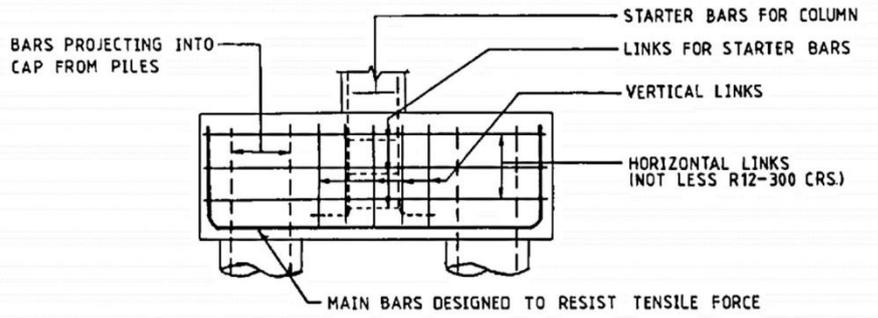


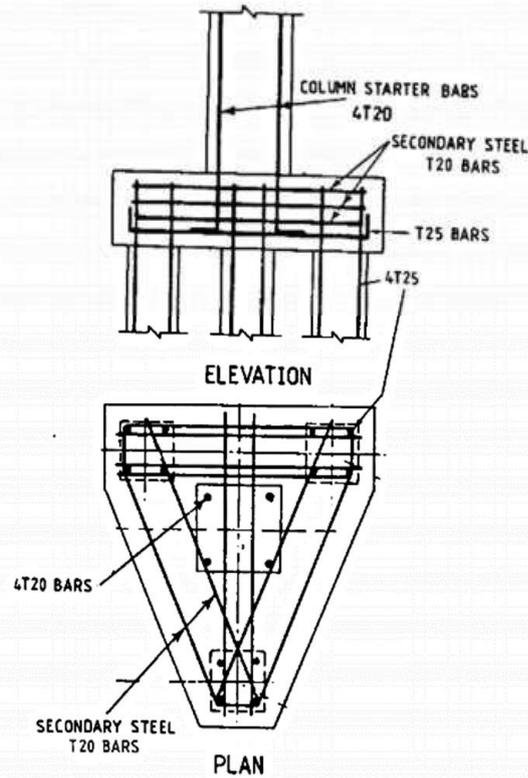
Fig. 11.4 Pile cap connection details of solid reinforced concrete pile: (a) Detailing anchorage to carry only compression; (b) and (c) detailing of anchorage length to carry compression and bending.

(Note: In case (c), cap extended to length  $E$  when bearing area is required to carry any horizontal load.)

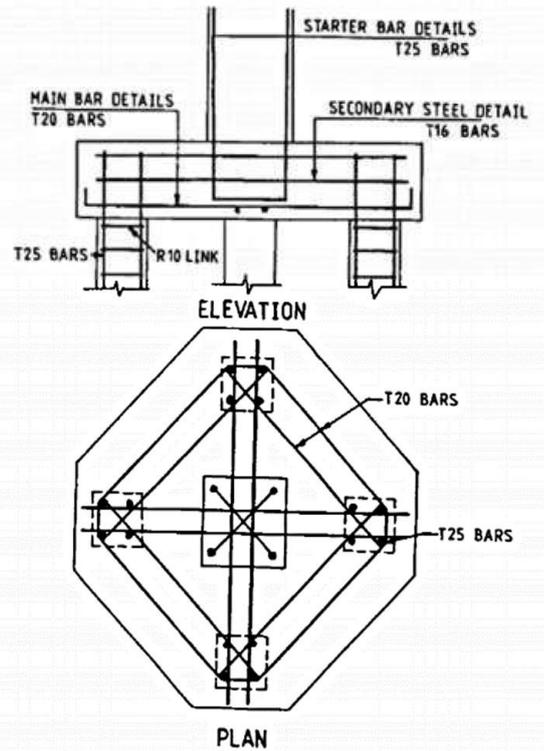


- في حالة الخوازيق غير مسبقة الإجهاد:

Three-pile cap

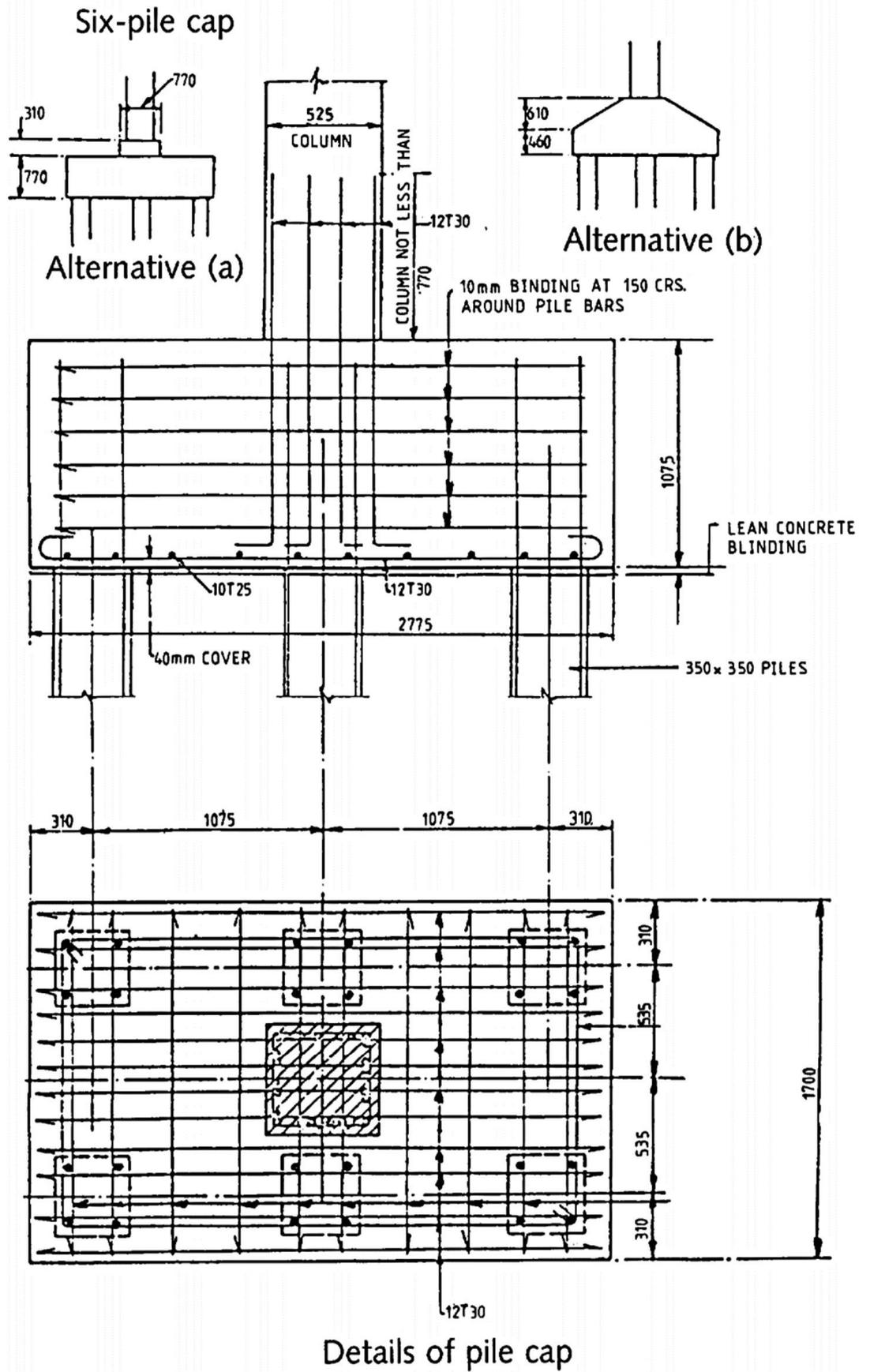


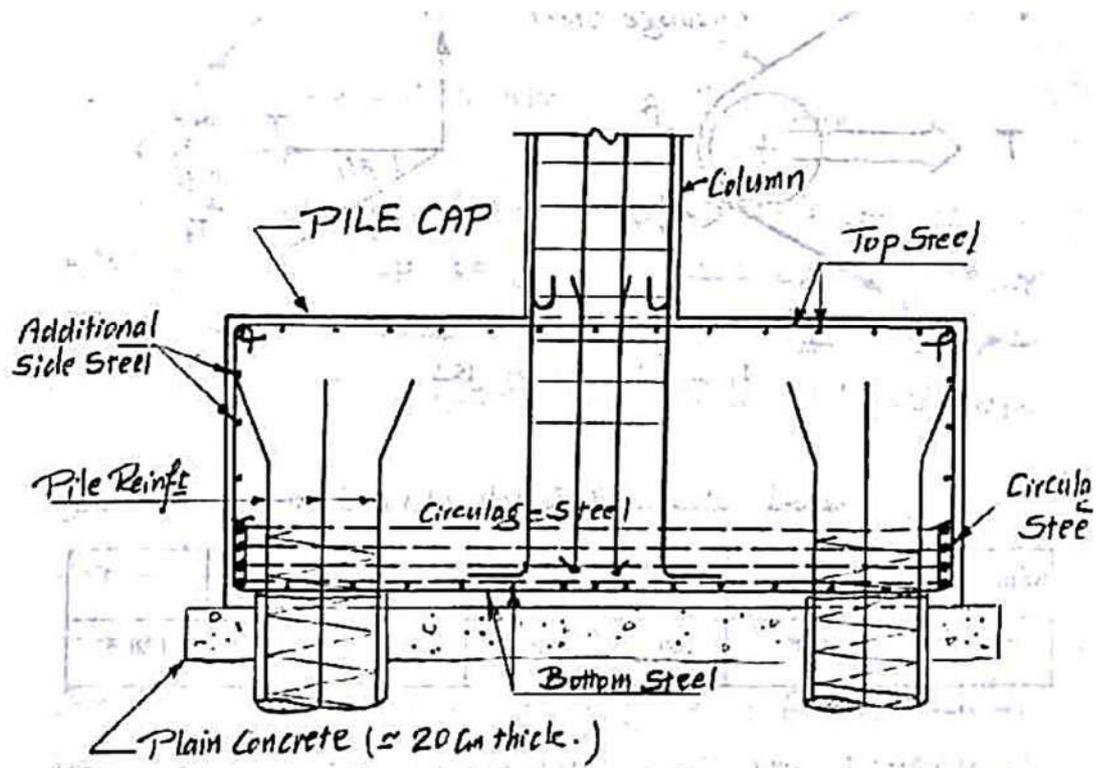
Four-pile cap



تسليح الوسادة لثلاثة وأربعة خوازيق







شكل (٨٦) قطاع في وسادة مصممة بطريقة التحزيم

التسليح للوسادة بطريقة التحزيم

الأساسات الخاصة بالمشروع

### خطوات تصميم الأساسات في المشروع:

تم الاعتماد على برنامج ( Robot 2024 ) في عملية التحليل والتصميم بالإضافة الى التصميم اليدوي باستخدام شريحة اكسل (EXCEL SHEET) وذلك باستخدام المعطيات التالية:

$$F_c = 25 \text{ Mpa} \quad F_y = 420 \text{ Mpa} \quad \& \quad q_{nall} = 250 \text{ KN/m}^2$$

وتم التصميم وفق الخطوات التالية:

#### 1-اختيار نوع الأساس:

لابد أولاً من اختيار نوع الأساس والذي بدوره يعتمد على طبيعة التربة أسفل الأساس وايضاً على طبيعة الأحمال المنقولة الى التربة ففي حالة إذا كانت الأحمال كبيرة بقدر يجعل الأساسات المنفصلة إذا استخدمت تغطي أكثر من 50% من مساحة المبنى حينها في الاساسات المنفصلة لن تعد مجدية على الإطلاق ويتم اللجوء لعمل أساس حصيري (لبشة).

بالإمكان إيجاد مساحة التأسيس المطلوبة بدلالة أحمال الأعمدة وجدران القص ومقارنتها مع نصف مساحة المبنى فإذا كانت المساحة المطلوبة أكبر من نصف مساحة المبنى حينها لابد من استخدام أساس اللبشة اما إذا كانت اقل من ذلك فإن الاساسات المنفصلة او الشريطية تعتبر الأفضل.

يتم أولاً استخراج الأحمال التي على الأساس وهي أحمال الأعمدة وجدران القص في دور البدروم وهذه الأحمال يتم أخذها لتركيبة احمال التشغيل Service Combination من برنامج Robot 2020

$$\sum P_n = 248035.2 \text{ KN} \text{ from Service Combination DL + LL (From Robot)}$$

$$A_{Building} = 25 * 28 = 700 \text{ m}^2 \quad \text{SO} \quad \frac{1}{2} A_{Building} = \frac{1}{2} * 700 = 350 \text{ m}^2$$

$$A_{req} = \frac{P_n}{q_{nall}} = \frac{248035.2}{250} = 992.14 \text{ m}^2 > \frac{1}{2} A_{Building} = \frac{1}{2} * 700 = 350 \text{ m}^2$$

لذلك لابد من استخدام أساس حصيري

#### 2-تحديد مركز الكتلة لللبشة:

ويتم ذلك باستخدام برنامج رسومات مثل برنامج الـ (AutoCAD) او يدوياً باستخدام العلاقة التالية:

$$X_{(c.g)} = \frac{\sum A_i * X_i}{\sum A}$$

$$Y_{(c.g)} = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A}$$

وقد استخدمنا برنامج الـ (AutoCAD) وكانت النتائج كما يلي:

Block	$X_{(c.g)}m$	$Y_{(c.g)}m$
A	21.65	22.12

#### 3-تحديد مركز محصلة الأحمال الواقعة على اللبشة:

يتم إيجاد القوى المحورية والعزوم الواقعة على الأعمدة وجدران القص والتي تؤثر بدورها على الأساس حيث يتم أخذ هذه القوى للأحمال التشغيلية من برنامج Robot بعدها يتم استخدام المعادلات التالية:

$$X'' = \frac{\sum P_i X_i + \sum M_y}{\sum P_u} \quad Y'' = \frac{\sum P_i Y_i + \sum M_x}{\sum P_u}$$

وقد تم عمل جدول فيه الحسابات التالية:

$$X'' = \frac{9599049.857 - 13700.18}{435491.09} = 22.01m$$

$$Y'' = \frac{9584496.53 - 8344.65}{435491.09} = 21.989 m$$

4- حساب اللامركزية الناتجة عن عدم انطباق مركز الكتلة مع مركز محصلة الأحمال:

$$e_x = X'' - X' = 22.01 - 21.65 = 0.36m$$

$$e_y = Y'' - Y' = 21.989 - 22.12 = -0.131 m$$

5- حساب العزوم على الأساس الناتجة عن اللامركزية:

$$M_x = \sum P_u \times e_y = 435491.09 * -0.131 = -57049.33 KN.m$$

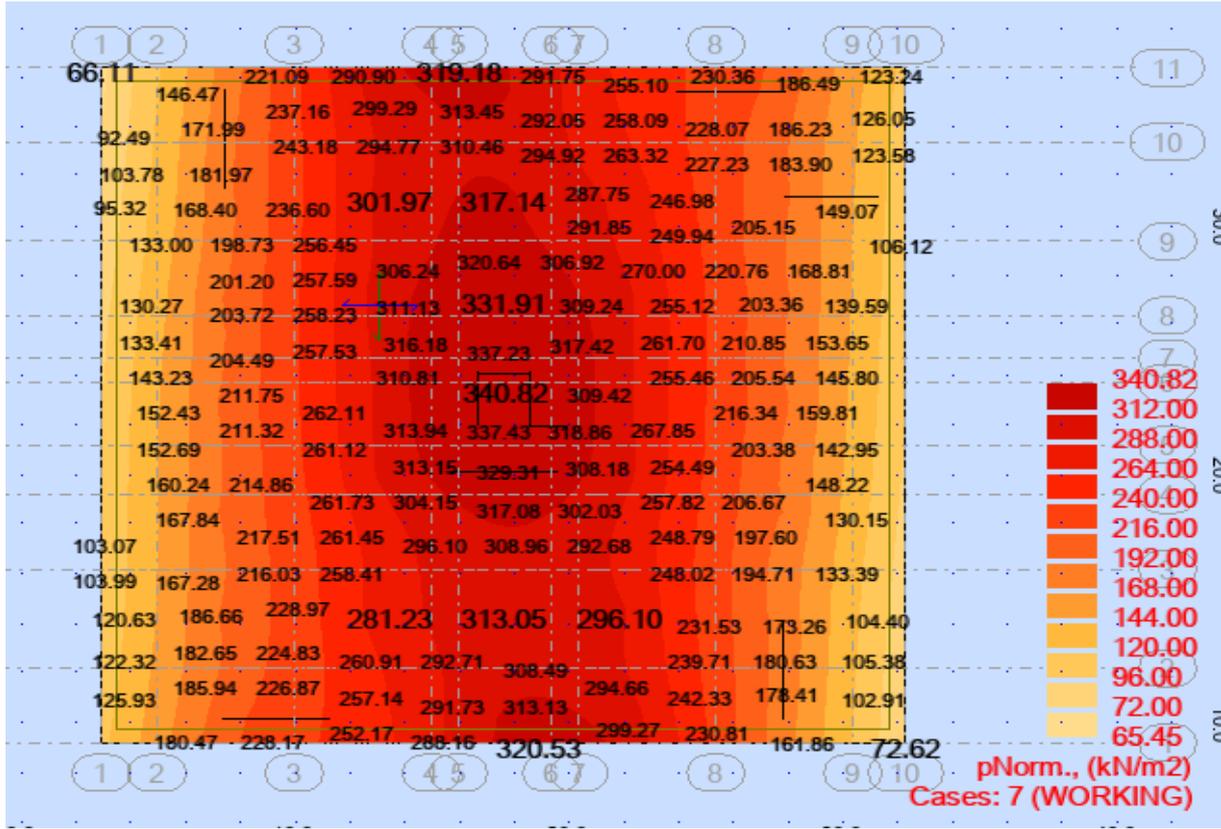
$$M_y = \sum P_u \times e_x = 435491.09 * 0.36 = 156776.79 KN.m$$

6- حساب الضغط على التربة عند النقاط الحرجة:

$$q_u = \frac{\sum P_u}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \pm \frac{M_y X}{I_y} \leq q_{nall}$$

يتم في هذه الخطوة حساب الإجهادات على التربة عند النقاط الحرجة وهي أماكن الأعمدة وجدران القص والتي تكون فيها الإجهادات عالية بحيث تكون هذه الإجهادات أقل من الإجهاد المسموح به للتربة والمتمثل بقدرته تحمل التربة وقد تم عمل الحسابات في الجدول ادناه:

ومن الجدول السابق نجد ان جميع الإجهادات الحرجة كانت أقل من إجهاد التربة المسموح به.



الصور التالية تبين توزيع الإجهادات من برنامج Robot لحالة التحميل التشغيلية

نلاحظ من هذه المخططات أن الإجهادات تكون أعلى ما يكمن عند الأعمدة وجدران القص في المنتصف حيث يتم أخذ متوسط الإجهادات لأنها غالباً ما تكون منتظمة على التربة ونلاحظ أن متوسط هذه الإجهادات سيكون أقل من الإجهاد المسموح به.

#### 1- حساب سماكة اللبشة والتحقق منها:

يتم تحديد سماكة اللبشة بحيث تحقق متطلبات الكود المستخدم للتصميم وفقاً لجميع القوى المؤثرة عليه، وقد تم هنا عمل شريحة تصميمية لذلك بحيث يقوم المستخدم بإدخال السماكة حتى تتحقق جميع المتطلبات وأهم القوى التي تحدد السماكة هي قوى الاختراق (Punching) وقد أعطينا من قبل جميع القوانين اللازمة لحساب ذلك، وسنسردها هنا للتذكير:

$$\phi V_c = \min \text{ of } \begin{cases} \phi * 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{F_{c'}} * b_o * d \\ \phi * 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{F_{c'}} * b_o * d \\ \phi * 0.33 \sqrt{F_{c'}} * b_o * d \end{cases}$$

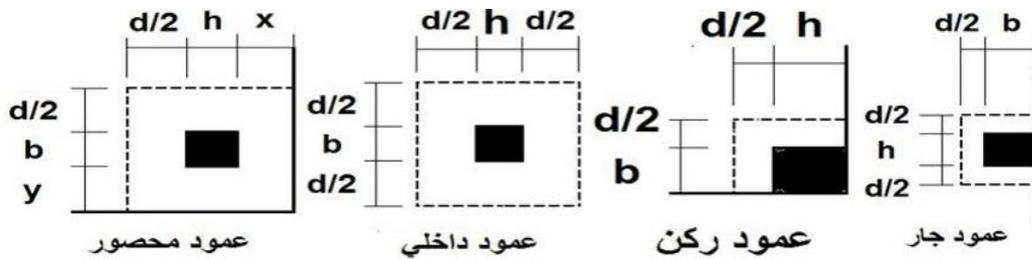
حيث ان:

$\beta$  نسبة الجهة الطويلة لمساحة التحميل الواقع على العمود أو الجدار الى الجهة القصيرة والشكل الموضح أدناه يبين مساحات التحميل الخاصة بكلاً من الأعمدة وجدران القص ونظراً لكون هذه المساحات ذات أشكال معقدة عند جدران القص لذا تم افتراض قيمة الـ  $\beta$  لها بـ 1.0 كما أن جدران القص لن تكون حرجة بالنسبة للاختراق.

$40 = \alpha_s$  للعمود الوسطي

$30 = \alpha_s$  للعمود الطرفي

$20 = \alpha_s$  للعمود الركني



تم في البداية افتراض السماكة ب 1100mm وفي الجدول ادناه سيتم التحقق من أن هذه السماكة مكافئة لمقاومة الاختراق كالتالي:

P KN	POSITION	b mm	h mm	t mm	d mm	bo mm	$\Phi_{vc1}$	$\Phi_{vc2}$	$\Phi_{vc3}$	$\Phi_{vc}$ (KN)	CHECK
8302.83	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
1356.21	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
185.09	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
5.33	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
197.11	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
10.15	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
6339.65	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
629.71	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
6025.39	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
35.4	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
6238.31	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
27.39	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
9547.76	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
125.27	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
9200.69	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
142.89	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	4968	10397.1	13949.4	6727.5	6727.541	OK
6633.56	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
439.34	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
8543.76	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	4968	10397.1	13949.4	6727.5	6727.541	NOT OK
143.41	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
4881.26	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
838.91	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
8395.56	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
124.91	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK

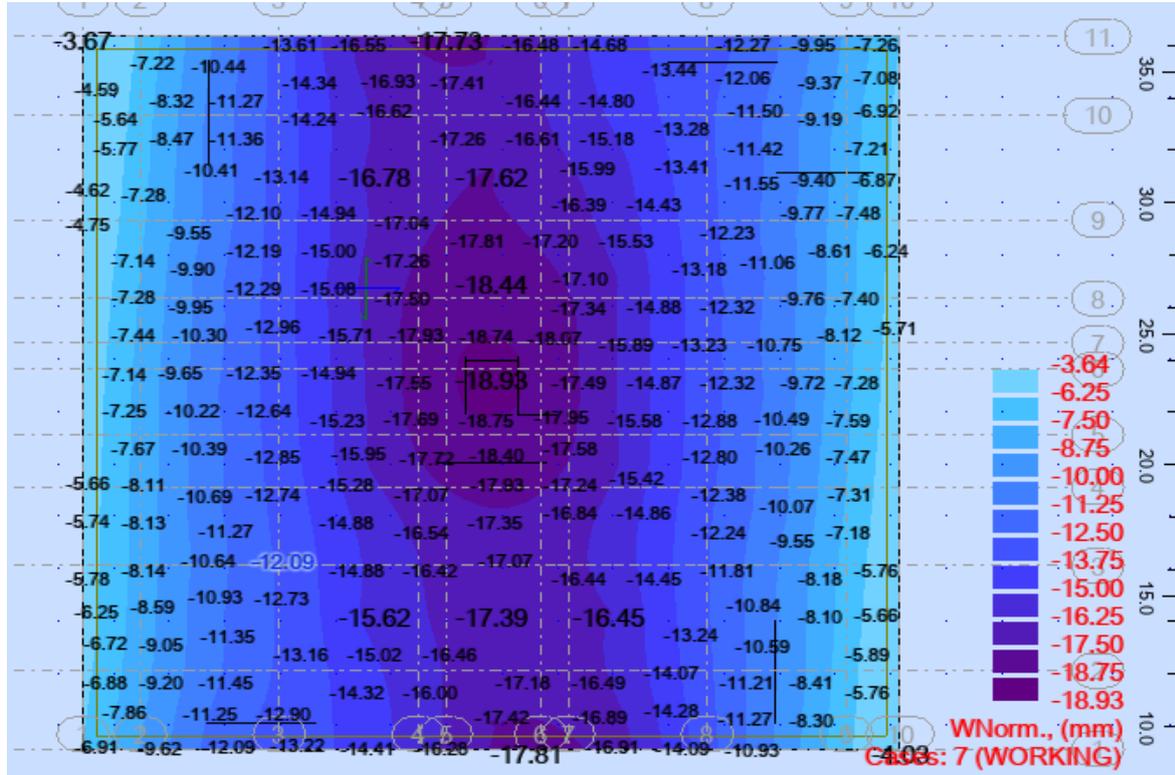
6154.79	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
26.12	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
185.52	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
14.26	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
8196.15	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
1177.93	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
172.59	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
4.21	EXTERIOR	200	500	1100	1034	3268	6839.32	12791.4	4425.4	4425.444	OK
6493.47	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
624.71	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
6244.74	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
27.69	INTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	19084.2	9934.2	9934.227	OK
1123.46	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
320.11	EXTERIOR	200	500	1100	1034	3268	6839.32	12791.4	4425.4	4425.444	OK
10580.49	EXTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	19493	10747	10746.73	OK
262.09	INTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	19493	10747	10746.73	OK
8138.59	INTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	19493	10747	10746.73	OK
675.82	INTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	19493	10747	10746.73	OK
7561.09	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
1368.76	INTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	19220.5	10205	10205.06	OK
9195.65	INTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	19493	10747	10746.73	OK
278.78	EXTERIOR	500	1400	1100	1034	5368	11234.2	14221.9	7269.2	7269.211	OK
344.77	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
223.13	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK
9392.9	EXTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	15971.2	10747	10746.73	OK
20.9	EXTERIOR	500	1400	1100	1034	7936	16608.6	15971.2	10747	10746.73	OK
281.56	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	14336.3	7496.7	7496.712	OK
13.24	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	14336.3	7496.7	7496.712	OK

5763.52	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
1740.89	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
5765.01	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
1884.31	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
6113.05	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
1929.85	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
5915.17	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
1917.88	INTERIOR	400	900	1100	1034	6736	14097.2	18675.5	9121.7	9121.722	OK
318.31	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
8.01	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
419.07	INTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
39.03	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	14336.3	7496.7	7496.712	OK
379.4	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
40.06	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	17858.1	7496.7	7496.712	OK
262.5	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	14336.3	7496.7	7496.712	OK
2.35	EXTERIOR	200	500	1100	1034	5536	11585.8	14336.3	7496.7	7496.712	OK
6289.66	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	15562.5	9934.2	9934.227	OK
630.25	EXTERIOR	400	1200	1100	1034	7336	15352.9	15562.5	9934.2	9934.227	OK
8510.97	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK
868.38	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK
8014.71	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK
1665.05	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK
5981.3	EXTERIOR	500	1200	1100	1034	7536	15771.5	15698.7	10205	10205.06	OK

وعليه نجد ان السماكة هنا كافية لمقاومة الاختراق عدا عمود واحد فاذا قمنا بزيادة السماكة الي 1200مم سوف يشيك معنا الاختراق لكن هذا الحل لايعتبر اقتصادي لذلك سوف ندع السماكة كما هي ونكتف حديد التسليح في تلك المنطقة .

٢- التحقق من هبوط اللبشة:

يتم استخراج قيم الهبوط من برنامج Robot حيث يتم إيجاد اقصى هبوط للمركبات التصميمية ومقارنة هذا الهبوط بالقيمة المسموح بها للبتشة وهي من mm (40-65) في حالة التربة الرملية ومن mm (65-100) في حالة التربة الطينية.

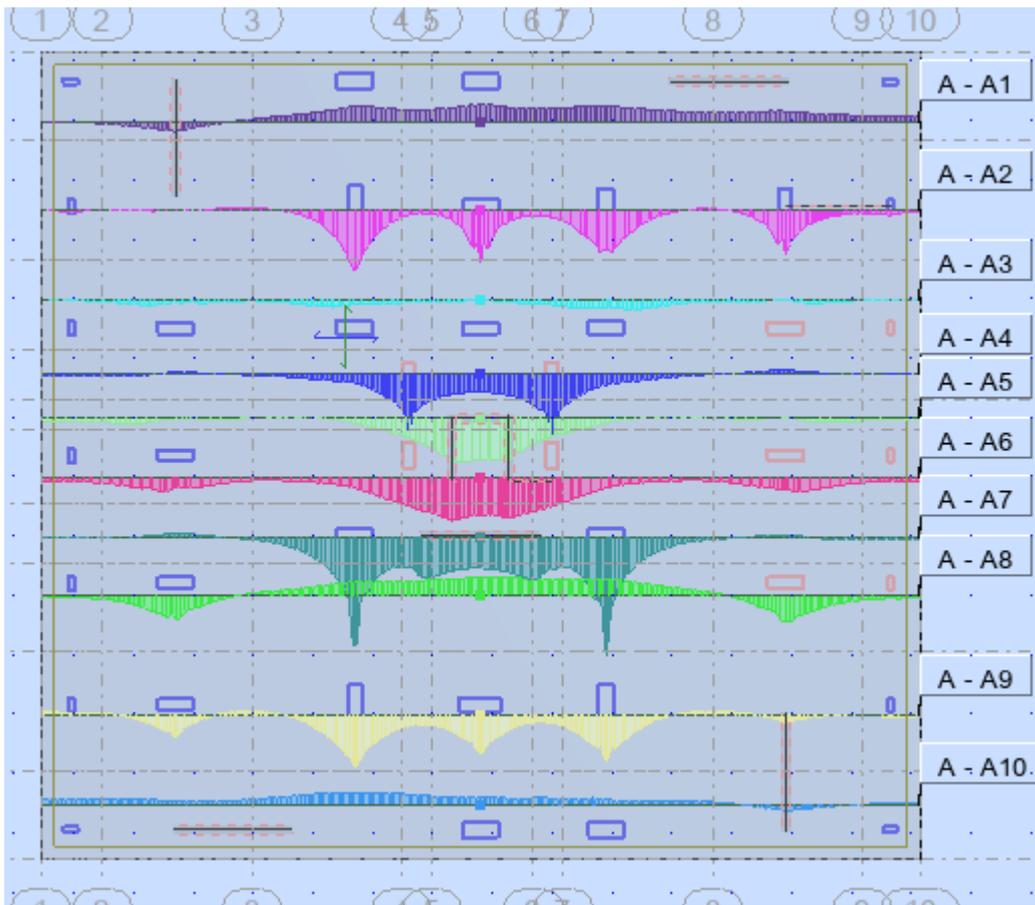


الأشكال التالية تبين مخططات الهبوط للبتشة وقد كانت اقصى قيمة للهبوط 18.93 مم وهي اقل من الهبوط المسموح به

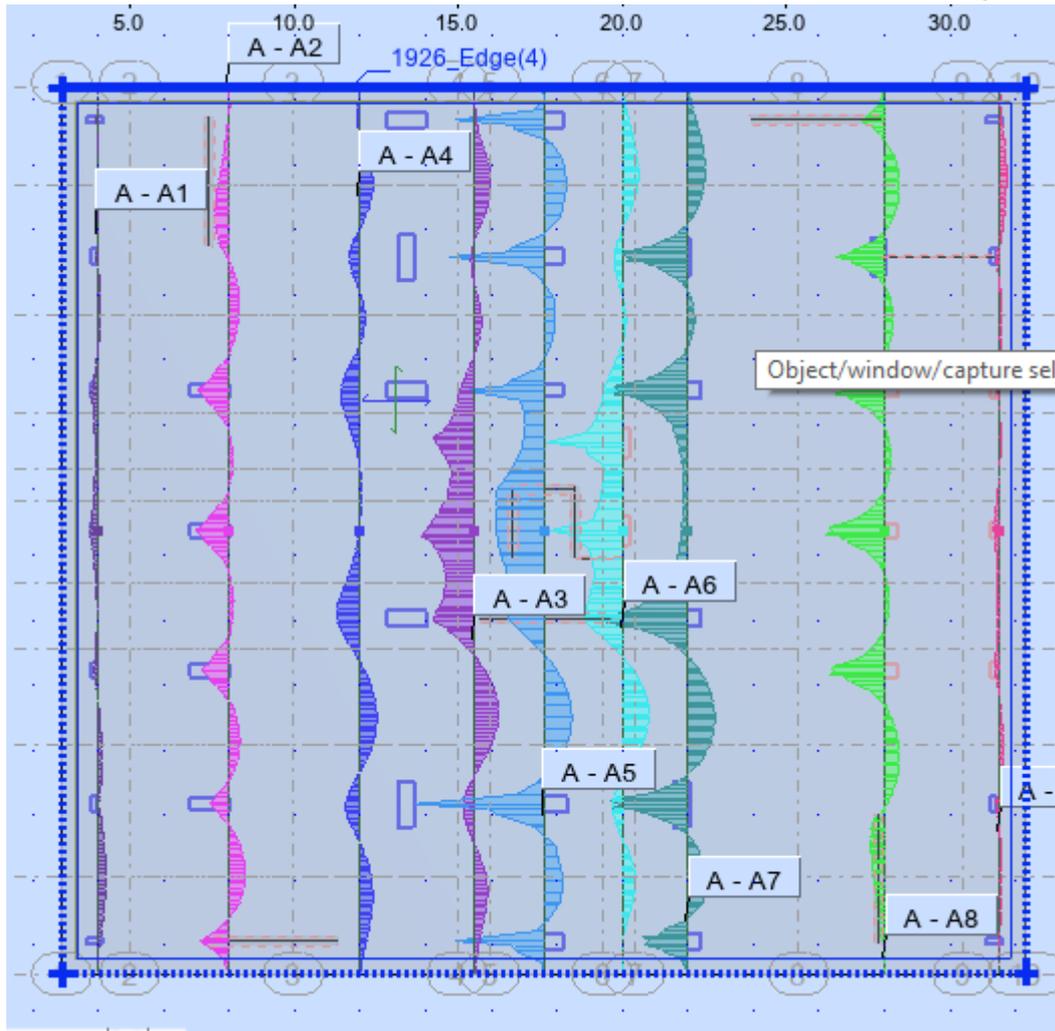
### 10- إيجاد العزوم التصميمية على اللبتشة:

تم تحليل اللبتشة باستخدام برنامج ال Robot حيث تم تقسيم اللبتشة الى شرائح تصميمية في الاتجاهين الرأسي والافقي حيث أنه تم افتراض أن عرض كل شريحة B يساوي 2.0 m حيث أنه تم مراعاة ألا يكون هناك عمود أو جدار قص طرف الشريحة كما أنه تم أخذ العزوم من تراكيب الأحمال المصعدة وليس التشغيلية والصور ادناه تبين الشرائح الأفقية والرأسية والعزوم التي عليها :

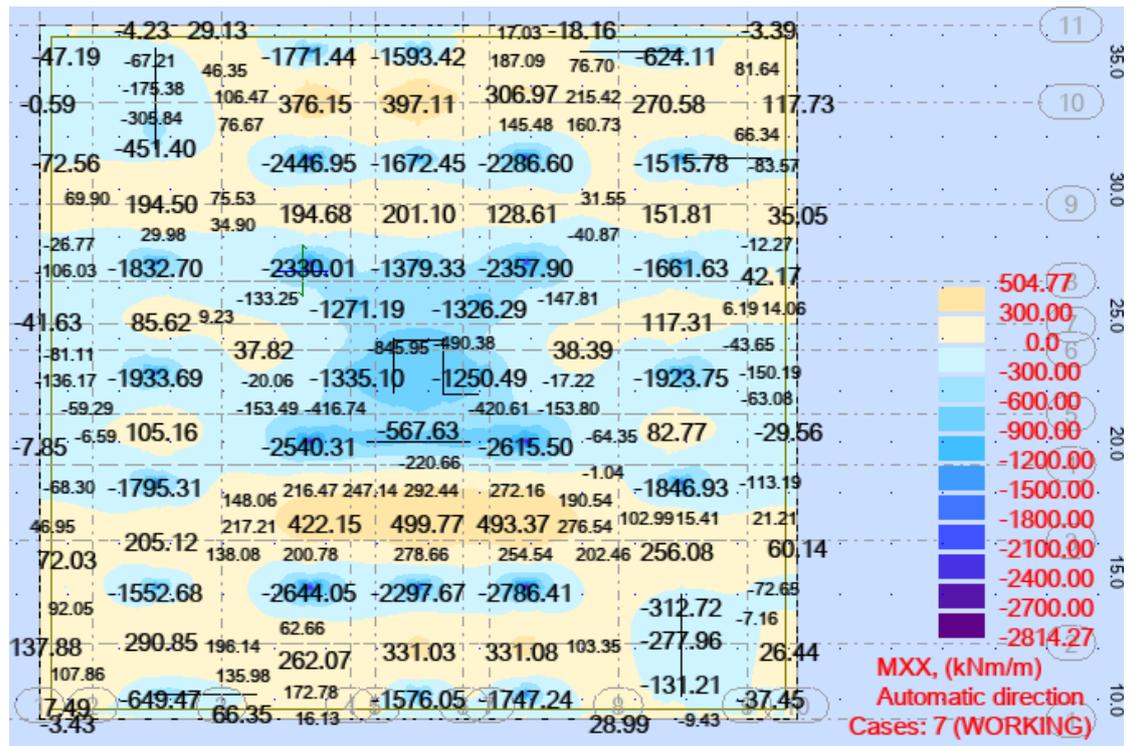
● الشرائح الأفقية:



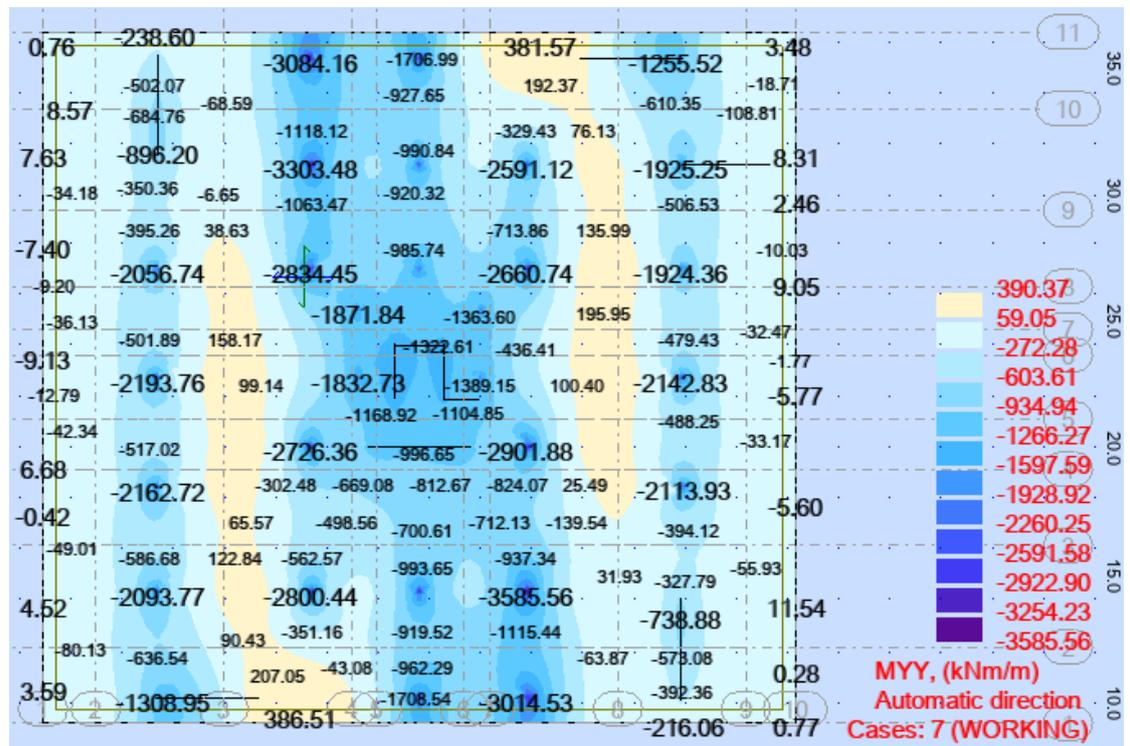
• الشرائح الرأسية:



• مخططات العزوم الموازية لاتجاه X:



● مخططات العزوم الموازية لاتجاه Y:



11-تصميم اللبشة:

سيتم التصميم بطريقة الأحمال المصعدة Ultimate Design Method والمثال أدناه يبين آلية التصميم: تم اختيار شريحة طرفية عند العمود الطرفي في الصورة والتي توضح قيم العزوم في هذه المنطقة في الاتجاهين الأفقي والرأسي:

**Given:**

$$F_c = 25 \text{ Mpa}; F_y = 420 \text{ Mpa}; b_x = 3000 \text{ mm}; b_y = 5000 \text{ mm}; t = 1100 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = -1771.44 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}; M_{uy} = -3084.16 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}; c.c = 50 \text{ mm}; \emptyset = 18$$

**Required:**

$A_s$

*Solution*

$$d = t - c.c - \emptyset_{avg} = 1100 - 50 - 18 = 1032 \text{ mm}$$

من مخطط العزوم نجد أنه لا يوجد عزوم موجبة في هذه المنطقة في كلا الاتجاهين لذلك سيتم تسليح هذه المنطقة بحديد علوي أدنى أما بالنسبة للحديد السفلي فسيتم حسابه كالتالي:

$$M_u = \emptyset A_s F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) ; \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b}$$

$$\text{so } M_u = \emptyset A_s F_y * \left( d - \left( \frac{A_s F_y}{1.7 F_c b} \right) \right)$$

-For Bottom Reinforcement in X-Direction:

$$M_{ux} = \emptyset A_{sx} F_y * \left( d - \left( \frac{A_{sx} F_y}{1.7 F_c b_x} \right) \right)$$

$$3 * 1771.44 * 10^6 = 0.9 * A_{sx} * 420 * \left( 1032 - \left( \frac{A_{sx} * 420}{1.7 * 25 * 3000} \right) \right)$$

$$\text{So } A_{sx} = 14273.4 \text{ mm}^2$$

check that  $A_{sx} > A_{smin}$  ; where  $A_{smin} = 0.0018 \text{ bt for } F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$A_{smin} = 0.0018 * 3000 * 1100 = 5940 \text{ mm}^2 < A_{sx} = 14273.4 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

So, use 57 $\emptyset$ 18/3000 mm

$$\text{Spacing} = \frac{3000}{57} = 52.6 \text{ mm so USE } \emptyset 18 @ 50 \text{ mm}$$

-For Bottom Reinforcement in Y-Direction:

$$M_{uy} = \emptyset A_{sy} F_y * \left( d - \left( \frac{A_{sy} F_y}{1.7 F_c b_y} \right) \right)$$

$$5 * 3084.16 * 10^6 = 0.9 * A_{sy} * 420 * \left( 1032 - \left( \frac{A_{sy} * 420}{1.7 * 25 * 5000} \right) \right)$$

$$\text{So } A_{sy} = 43086.16 \text{ mm}^2$$

check that  $A_{sy} > A_{smin}$  ; where  $A_{smin} = 0.0018 \text{ bt for } F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$A_{smin} = 0.0018 * 5000 * 1100 = 9900 \text{ mm}^2 < A_{sy} = 43086.16 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

So use 170 $\emptyset$ 18/5000 mm

$$\text{Spacing} = \frac{5000}{170} = 29.4 \text{ mm so USE } \emptyset 18 @ 25 \text{ mm}$$

-For Top Reinforcement in X-Direction:

Since there is no moment in the top in this direction so use  $A_{smin}$

$$A_{smin} = 0.0018 b_x t = 0.0018 * 3000 * 1100 = 5940 \text{ mm}^2$$

So, use 24 $\emptyset$ 18/3000 or  $\emptyset 18 @ 125 \text{ mm}$

-For Top Reinforcement in Y-Direction:

Since there is no moment in the top in this direction so use  $A_{smin}$

$$A_{smin} = 0.0018b_y t = 0.0018 * 5000 * 1100 = 9900 \text{ mm}^2$$

So, use 39 $\phi$ 18/5000 or  $\phi$ 18@125 mm

تم الاعتماد على برنامج ال- Robot في استخراج النتائج ثم عمل بقية الحسابات في الشريحة التي قمنا بتصميمها بناء على الحل اليدوي والجداول أدناه تبين حديد التسليح في كل شريحة في الاتجاهين الأفقي والرأسي وعلى محطات:

❖ التسليح في الاتجاه الأفقي:

## X DIRECTION

B (m)	MOMENT		Rn		P		As		As min	As required		NO OF BARS		SPACING		TOP REINFORCEMENT / STRIP	BOTTOM REINFORCEMENT / STRIP
	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -		TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -		
1	490.5	723.7	0.511725557	0.75501689	0.001233429	0.00183078	1272.898	1889.367635	1857.6	1857.6	1889.367635	8	8	120	120	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@120mm
1	477.5	1460.3	0.498163004	1.52349201	0.001200341	0.00376764	1238.752	3888.207858	1857.6	1857.6	3888.207858	8	16	120	60	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@60mm
1	245.7	1330	0.25632252	1.3875535	0.000614041	0.00341924	633.6903	3528.650582	1857.6	1857.6	3528.650582	8	14	120	70	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@70mm
1	139.7	1007.42	0.145745281	1.0510144	0.000348211	0.00256756	359.3536	2649.725506	1857.6	1857.6	2649.725506	8	11	120	90	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@90mm
1	119.2	1107.11	0.124358178	1.15501831	0.000296962	0.00282914	306.4652	2919.674972	1857.6	1857.6	2919.674972	8	12	120	80	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@80mm
1	40.5	1205	0.042252569	1.25714434	0.000100702	0.0030874	103.924	3186.196548	1857.6	1857.6	3186.196548	8	13	120	70	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@70mm
1	125.8	1496.5	0.131243782	1.5612585	0.000313456	0.0038649	323.4868	3988.576048	1857.6	1857.6	3988.576048	8	16	120	60	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@60mm
1	620	913	0.646829451	0.95250853	0.001564251	0.00232112	1614.307	2395.395405	1857.6	1857.6	2395.395405	8	10	120	100	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@100mm
1	437	1690.2	0.455910435	1.76334054	0.001097402	0.00438878	1132.519	4529.218384	1857.6	1857.6	4529.218384	8	18	120	50	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@50mm
1	410.5	724.4	0.428263693	0.75574718	0.001030163	0.00183259	1063.128	1891.229468	1857.6	1857.6	1891.229468	8	8	120	120	$\phi$ 18@120mm	$\phi$ 18@120mm

❖ التسليح في الاتجاه الرأسي:

## Y DIRECTION

B (m)	MOMENT		Rn		P		As		As min	As required		NO OF BARS		SPACING		TOP REINFORCEMENT / STRIP	BOTTOM REINFORCEMENT / S
	TOP +	BOTTOM 0	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -		TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -	TOP +	BOTTOM -		
1	1	1	0.001043273	0.00104327	2.48405E-06	2.484E-06	2.563534	2.563534486	1857.6	1857.6	1857.6	8	8	120	120	Φ18@120mm	Φ18@120mm
1	238.1	1634.1	0.248403375	1.70481291	0.000594934	0.00423644	613.9723	4372.007363	1857.6	1857.6	4372.007363	8	18	120	50	Φ18@120mm	Φ18@50mm
1	475.7	2520	0.496285112	2.62904874	0.001195761	0.00670376	1234.026	6918.276419	1857.6	1857.6	6918.276419	8	28	120	30	Φ18@120mm	Φ18@30mm
1	148.6	1708	0.155030414	1.78191081	0.000370476	0.00443722	382.3317	4579.208386	1857.6	1857.6	4579.208386	8	18	120	50	Φ18@120mm	Φ18@50mm
1	78.2	2242	0.081583973	2.33901876	0.000194622	0.00591483	200.8498	6104.102815	1857.6	1857.6	6104.102815	8	24	120	40	Φ18@120mm	Φ18@40mm
1	181.24	1635.1	0.189082854	1.70585619	0.000452218	0.00423915	466.6892	4374.805176	1857.6	1857.6	4374.805176	8	18	120	50	Φ18@120mm	Φ18@50mm
1	467.84	2476	0.488084984	2.58314471	0.001175769	0.00657795	1213.393	6788.442369	1857.6	1857.6	6788.442369	8	27	120	30	Φ18@120mm	Φ18@30mm
1	256.2	1720	0.267286621	1.79443009	0.00064045	0.0044689	660.9446	4612.939136	1857.6	1857.6	4612.939136	8	19	120	50	Φ18@120mm	Φ18@50mm
1	59.1	163.2	0.061657452	0.1702622	0.000147017	0.00040702	151.7216	420.048138	1857.6	1857.6	1857.6	8	8	120	120	Φ18@120mm	Φ18@120mm

# تَحْمَدُ بِحَمْدِ اللَّهِ

## References

## المراجع

- Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structure ASCE/SEI 7-16
- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-19)
- Recommendations For Design of Beam Column Connections (ACI 352R-20)
- M Nadim Hassoun, Akthem Al-Manaseer-Structural Concrete Theory and Design Wiley2020 7th
- Reinforced Concrete Design (SI Units) For Dr. Ahmad Hasan Alwathaf
- Design Of Reinforced Concrete for Jack C. Mc Cormac
- The Foundation Engineering Handbook
- Principles Of Foundation Engineering, Seventh Edition, BRAJA DAS
- Pile Foundation Analysis and Design, H.G. Poulos, E.H. DAVIS
- Reinforced Concrete Design of Tall Building. BUNGALE S. TARANATH. PH.D. P.E. S.E
- Dynamics-of-Structures-Anil-K-Chopra SI UNITS .4-D
- Design Philosophy Volume 9 Structural Dynamics and Earthquake Engineering by using - Autodesk Robot & MATLAB - Part 1.0
- Design Philosophy Volume 10 Structural Dynamics and Earthquake Engineering by using Autodesk Robot & MATLAB - Part 2.0
- Design\_Guide\_on\_the\_ACI\_318\_19\_Building\_Code\_Requirements\_for\_Structural
- (2020) ACI DETAILING MANUAL

- فلسفة التصميم والتحليل الإنشائي د. أحمد السيد
- الكود العربي الموحد للمباني والمنشآت المقاومة للزلازل
- أسس التحليل الديناميكي د. عمار كعدان
- أساسيات ديناميك المنشآت والهندسة الزلزالية د. محمد هلال
- الأساسات للدكتور الشافعي
- ديناميك المنشآت د. ربيع الصفدي
- الكود العربي السوري 2013
- تصميم المنشآت الخرسانية د. كريم جابر
- أنظمة الفرينديل د. ياسر الليثي
- دليل التحليل والتصميم الإنشائي الزلزالي بمساعدة الإيتابس م. سليمان المحمدي
- بوستات صفحة الهندسة الإنشائية نظرة في العمق د م سامر عقيل
- البوستات الهندسية للدكتور مجدي الشيخ
- البوستات الهندسية للمهندس أنس دواس
- البوستات الهندسية للمهندس حسان حمامي
- مشروع تخرج المبنى التلفزيوني
- مشاريع تخرج سابقة

تَم بِحَمْدِ اللَّهِ