

Multi-Story Reinforced Concrete Building with: Truss Columns

فريق الاعداد :

- 1-ضياء طاهر صويلح
- 2-اسماعيل الشرجبي
- 3-منير احمد صالح
- 4-هشام الدعيس
- 5- عبدالله المشرقي

تحت اشراف :

د.م / سليمان الصافي

المفهرس

❖ المقدمة

- المقدمة : ١٠
- نبذة عن المشروع : ١١
- شبكة الاسناد المائل او الشبكة الوترية (TRUSSES): ١٢
- اهمية وهدف اختيار المشروع : ١٤
- النظام المختار في المشروع (Diagrid) ١٥
- توزيع الاحمال لنظام Diagrid ١٦
- اختيار ميل الاعمدة: ١٧
- الامثلة المشابهة لنظام Diagrid المستخدم في مشروعنا : ١٨
- موقع المشروع: ٢٣
- الأكواد والمراجع المستخدمة: ٢٣
- نظام الوحدات المستخدم: ٢٤
- طريقة التصميم المتبعة: ٢٤
- البرامج المستخدمة في تحليل وتصميم وحسابات وإخراج المشروع: ٢٤

❖ الانظمة الانشائية

- الأنظمة الانشائية: ٢٦
- دراسة الأنظمة الانشائية: ٢٦
- أنواع الأنظمة الانشائية: ٢٧
- أنظمة اخرى لمقاومة الاحمال الرأسية (Another Gravity System): ٣٣
- أنظمة مقاومة للأحمال الجانبية Lateral system : ٣٥
- عوامل اختيار الأنظمة الانشائية: ٤٨
- عوامل اختيار النظام المقاوم للاحمال الرأسية (Gravity Loads System): ٤٨

- عوامل اختيار النظام المقاوم للأحمال الجانبية (Lateral Loads System): ٤٩

❖ الأحمال

- مقدمة عن الأحمال : ٥٢
- الأحمال الدائمة أو الميتة (Dead Loads): ٥٢
- كثافة المواد المستخدمة في المشروع: ٥٣
- الأحمال الإضافية أو الحية (Live Load): ٥٣
- الأحمال الديناميكية (Dynamic Loads): ٥٤
- أحمال الرياح (Wind Loads): ٥٥
- أحمال الثلج (Snow Loads): ٥٧
- أحمال الزلازل (Earthquake Loads): ٥٨
- تراكيب الأحمال والقوى (Load Combination) : ٥٩
- التراكيب الزلزالية (Seismic Combination) ٦١
- حالات ومركبات التحميل للعناصر التي تقاوم أحمال الزلازل في الاتجاهين: ٦٣

❖ البلاطات

- البلاطات : خطأ! الإشارة المرجعية غير معروفة.
- تصنيف البلاطات طبقاً ل: ٦٥
- العوامل التي تحدد النوع الأنسب من البلاطات : ٧٠
- الأحمال والأطوال المسموحه لكل نوع من البلاطات : ٧٢
- الأحمال على البلاطات : ٧٣
- الاشتراطات الأساسية للبلاطات وفق كود التصميم المستخدم: ٧٤
- ❖ تحليل البلاطات اللاكمرية : ٨٢
- خطوات تصميم البلاطات اللاكمرية (Flat Slab) : ٨٤

❖ التحليل الزلزالي

- طرق التحليل الزلزالي ١٠٦
- التحليل الديناميكي Dynamic Analyses ١٠٧
- حساب مركزي الكتلة والجساءة (Center of Mass and Rigidity): ١٠٩
- حساب المسافة بين مركز الكتلة ومركز الجساءة لطوابق المنشأ: ١١٢
- حساب المتغيرات الزلزالية وحساب قوة القص القاعدي (Seismic Analysis): ١١٥
- التحليل الزلزالي في برنامج الروبوت (Seismic Analysis in ROBOT): ١٢٣
- تراكيب الاحمال (loads Combinations): ١٢٣
- حسابات قوة القص القاعدي (Base Shear): ١٢٤
- اولاً حساب قوة القص الديناميكي (Dynamic Base Shear): ١٢٤
- ثانياً: حساب قوة القص استاتيكيّاً (Static Base Shear): ١٢٤
- ثالثاً: معايرة نتائج قوة الديناميكية مع الاستاتيكية (Scaling of Forces) ١٢٥
- رابعاً: قوة القص القاعدي الديناميكية التصميمية (Design Base Shear): ١٢٧
- توزيع قوة القص في المستوى الرأسى (Vertical Distribution of Base Shear): ١٢٧
- التحقيقات الزلزالية ١٢٩

❖ الجسور

- مقدمة عن الجسور ١٣٩
- الوظيفة الإنشائية: ١٣٩
- تصنيف الجسور الخرسانية: ١٣٩
- (ACI Code-14-sec18.6 Beams of SMRF) متطلبات الكود في تصميم الجسور ١٥٠
- (Design Beam) تصميم الجسور ١٥١

❖ الاعمدة

- ١٦٩ المقدمة:
- ١٧٠ الوظيفة الإنشائية:
- ١٧٠ تصنيف الاعمدة:
- ١٧٧ الطريقة المستخدمة في التصميم
- ١٧٨ اشتراطات تصميم الأعمدة (ACI Code-14 Columns of special moment frames)
- ١٩١ الأعمدة الطويلة:
- ١٩٢ طريقة الكود لأحتساب تأثير النحافة:
- ١٩٨ التحقق من النحافة:
- ٢٠٠ المثال التطبيقي لعمود شبكي
- ٢٠٧ نتائج التصميم للاعمدة :

❖ جدران القص

- ٢١٢ المقدمة :
- ٢١٢ تعريف جدران القص:-
- ٢١٢ تصنيف جدران القص:-
- ٢١٦ سلوك جدران القص في النظام الإنشائي المختلط (dual system):
- ٢١٧ الاشتراطات العامة للجدران القص:-
- ٢١٨ الاشتراطات الإنشائية لجدران القص :
- ٢٢٣ ثالثاً : متطلبات الكود بالنسبة للعناصر الطرفية
- ٢٢٧ المثال التطبيقي

❖ السلم

٢٣١	السلم (stairs)	•
٢٣١	المواصفات الواجب توفرها في السلالم	•
٢٣٢	المتطلبات العامة للسلالم:	•
٢٣٣	السلالم المستخدمة في المشروع	•
٢٣٤	مثال/ تصميم السلم	•
٢٤٧	تصميم الجسر (Design for beam):	•

❖ الخزانات

٢٥١	مقدمة	•
٢٥٢	تصنيف الخزانات	•
٢٥٥	حديد تسليح الجدران: (Reinforcement of Wall)	•
٢٥٦	- التسليح الأفقي (Reinforcement of Wall --H--)	•
٢٥٧	زوايا امتداد الحديد وستقامه الجدران عن الأرضية	•
٢٦٠	تسليح الجدران الداخلية	•
٢٦٠	خزان المياه المستخدم في المشروع هذا	•
٢٦٢	خطوات تصميم الخزان	•
٢٦٣	المثال التطبيقي	•
٢٦٥	نتائج التحليل في برنامج SW FEA 2D	•
٢٦٩	قطاع حديد التسليح:	•

❖ الاساسات

- ٢٧: مقدمة ::
- ٢٧: معنى تصميم الاساسات:
- ٢٦٣ استخراج القوى التصميمية على الاساس:
- ٢٦٥ الاساسات المستخدمة:
- ٢٩٦ حالة استخدام الحصيرة (اللبشة):
- ٢٧: ميزات استخدام الحصيرة:
- ٢٧: اشتراطات الكود المستخدم في تصميم الاساسات:
- ٢٧١ تصميم اللبشة المصمتة ((Design of Solid Raft):
- ٢٧١ تصميم اللبشة Design Raft

الاهداء

ان المهندسة الانشائية الضخمة من المجالات المتطورة تشهد تطوراً بالاعتبارها خلافاً فائقاً للمشاكل العالمية ، فالمهندسة الانشائية واسعة النطاق لا تزال ضمن نطاق الخيال التاملي . ونحن نريد ان نرفع سقف الطموح والمعرفة لديك حتى تصلوا الى مستوى متطور من الممارات والابتكارات والتفكير المختلف .

بهذه الكلمات الرائعة ابثدنا مشوار التحدي والبحث عما هو جديداً في هندسة الإنشاءات ، ويرجع الفضل بعد الله سبحانه وتعالى الى دكتورنا الفاضل الذي لم يبخل علينا بعلمه ووقته ، كلمة حب وتقدير ، وتحية وفاء وإخلاص تحية ملئها كل معاني الحب والاحترام ، والشكر لمن كان له الفضل في انجاز المشروع من مهندسين ودكاترة نخصم بأسمى معاني الشكر والعرفان لما بذلوه من جهد لينيروا لنا دربنا فكانوا شمعة تحترق لتضيء لنا الدرب . ونخصم بالذكر معالي الدكتور

البروفسور / سليمان السافي

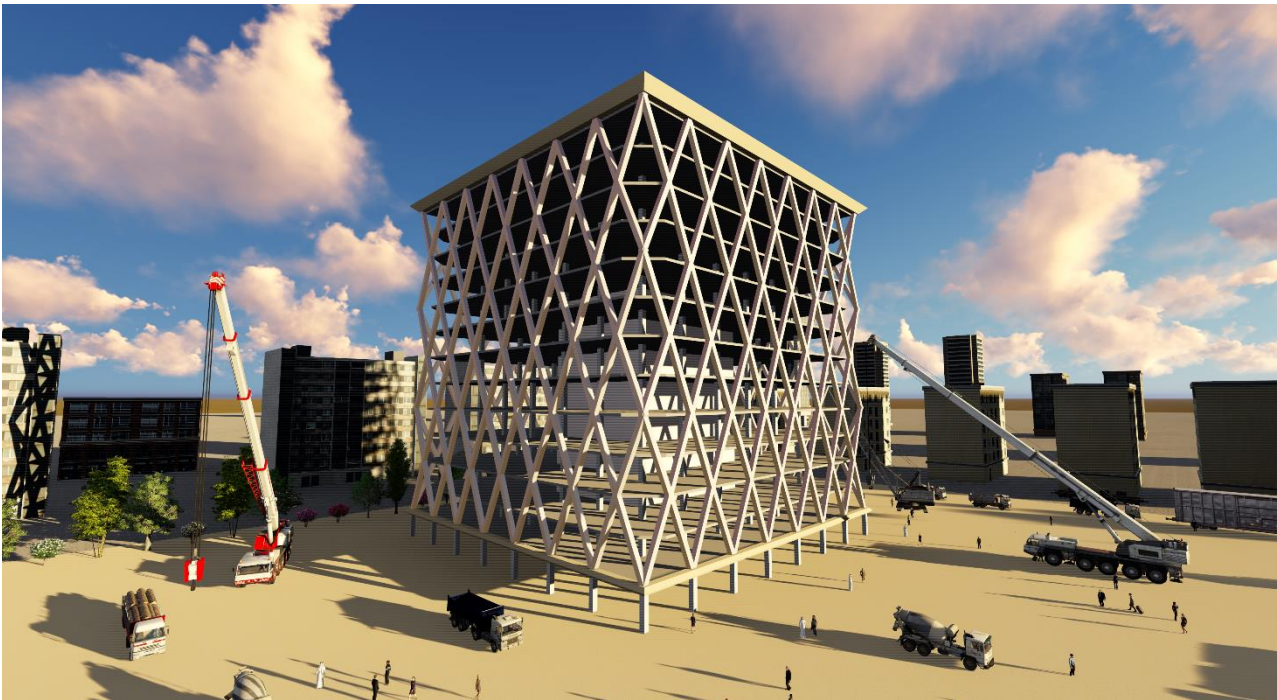
أشرفه:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب الأول : المقدمة

المقدمة



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

الانشاء يعني الخلق والايجاد لكنة ارتبط بالمتانة والهيكل فمنشأ الشيء هو مصدره وانشاء الشيء هو ايجاده والابداع الانشائي :نعني به ابداع الهيكل الذي يقوم عليه المنشأ وبدونة ينهار .

ظهرت في الالونة الاخيرة بعض التوجهات النظرية التي طرحت الابداع الانشائي في العمارة , في الوقت التي برزت فيه بعض النماذج المعمارية التي تعكس الكثير من الابداعات التي تشير بمضمونها الى تحدي قدرات الانسان الكامنة في الابداع معالجة وتركيب التكوين المعماري ومواجهه العوامل الخارجية والبيئية المؤثره على المبنى , حيث برز جزء من هذا التحدي في طبيعة المباني المعمارية والهيكل الانشائية التي عكست شي من الابداع والتجديد والابتكار والاختراع ،والاستحداث . والتي جاءت بعمومها لتشير الى شي مبهر ومميز وجديد

من خلال تقييم وتحليل مباني معمارية معاصرة ذات اشكال انشائية تمتلك امكانيات تشكيلية وفنية من خلال مواد انشائية مختلفة تعني الشكل المعماري وفق المعايير التصميمية وذلك لوضع تصور تحليلي مبدئي لكيفية اشتراك الشكل الانشائي في اغناء شكل غلاف المبنى وتصنيف الادوار التي يلعبها الابداع الانشائي في التصميم المعماري المعاصر .

كان للعمارة عبر تاريخها الطويل محطات ساهمت في صياغة تكويناتها المعمارية التوظيف الخلاق للانشاء فالشكل والانشاء عناصر متلاحمة في صياغة العمارة .ان مادة البناء محدد مؤثر في النظام الانشائي وتقنية التنفيذ كما انها عامل فاعل في تشكيل الفراغ المعماري ورسم تعبيرة .

✂ ففهم الابداع الانشائي في التصميم المعماري تتمثل في :

- 1- الحلول الانشائية والتكنولوجية لتحقيق الاستجابة البيئية للمبنى
- 2- ان يكون النظام الانشائي متميز بمتانة استثنائية تقاوم مختلف الاحمال
- 3- ان يعبر الانشاء الى حد ماعن فكر وفلسفة جديدة

4- لابد من دراسة تحديد العلاقة المتبادلة بين الابداع الانشائي والمعماري والمواد المعاصره لوضع اسس ومعايير عملية صحيحة لتحديد مدى امكانية الابداع الانشائي ومواد الاكساء في تطوير التصميم المعماري .مع امكانية الاستفادة من الابداع الانشائي في خدمة التشكل المعماري من خلال غلاف المبنى ومادة الاكساء واختيار انظمة ومواد تتماشى مع متطلبات العصر .

5- ان الفهم الانشائي الكامل وقدرة المهندس المعماري على السيطرة على العناصر الانشائية يجعل من العامل الانشائي عنصر قوة ودعم للفكرة المعمارية لاعصر مكبل ولا عائق امام التصميم وهذا يتطلب التمكن من الانشاء والتصميم في ان واحد مع القدرة الابداعية على الدمج بين العنصرين بما يلائم الفكرة المعمارية .

6- لابد من اختيار مناسب للجملة الانشائية ودراسة عناصر الجملة الانشائية دراسة جمالية ووظيفية واستاتيكية حتى تلبي الغرض المطلوب .
لابد للمهندس من الخبرة على وضع النظم الانشائية حتى لايفسد وظيفة المبنى وجماله.

✂ ✂ الابداع الانشائي يحقق لنا الاتي :

القوة ، الثبات ، الفائدة العملية ، الراحة ، التأثير الجمالي ، الابهار .

هل هناك معوقات تؤثر على عملية الابداع الانشائي في العمارة المعاصرة ؟

على المهندس ان يكون مفكر مبدع ماهو فريد من نوعه الذي يدفع الانسان الى الابتكار الجديد فالتفكير الابداعي يحتاج الى ايجاد فكرة مبدعة ومصمم مبدع بحيث تخرج من العقل اكبر كمية من الافكار المتنوعة والمتناسبة ، قد نقول ويقال ان محصورة الأفكار الهندسية لدى المهندسين في الساحة اليمينية كنتيجة لضعف إمكانيات التنف الخارجية عن العمل في بلادنا، هي السبب الأبرز في مسألة التأخر العمراني في بلادنا وإن ظهر نوعاً منه- وكان لابد من اجراء الدراسات التي تفتح باب التطور الإنشائي في بلادنا اليمن وإعطاء رؤية ودراسات مثبتة ومقنعة عن الانشاءات الفريدة، في محاولة منا بالتسلح بالجديد، بالنسبة لمهندسين مقبلين على خوض قمار سوق العمل الانشائي، وإنعاش التفكير الإنشائي وكسر - قيود محصورة الأفكار في عقول المهندسين اليمني، في ضل ضعف الإمكانيات سواء للدراسات او للتنفيذ، انطلاقاً من دراستنا هذه التي نتحدث عن تصميم المنشآت ذات النظام القطري (Diagrid system) ونقدم هذا المشروع للمهندسين الانشائيين المهتمين، بلغتنا الأم ، ونرجو من الله عز وجل التوفيق فيما تم تقديمه وتحقيق الفائدة المرجوة منه.

✂ ✂ نبذة عن المصروع :

هو عبارة عن برج تجاري خدومي مكون من 12 طابق مقاوم للزلازل، فيه تم استخدام نظام – النظام القطري (Diagrid system).

✂ يتكون من التالي :

- البدورم (مواقف سيارات)
- طابق اول – سادس (مولات تجارية)
- طابق سابع -الحادي عشر (مكاتب وشركات)
- الثاني عشر : منتزة وصلات اللعب



○ هيكلة الأسناد المائل او الهيكلة الوترية (TRUSSES):

تتشكل من انشاء هياكل ثلاثية مزودة بدعامات قطرية ،وبالتالي هذه تغني عن الحاجة للاعمدة الزوايا الكبيرة ،وتوفر توزيع افضل للاحمال في حالة وجود خطر على المبنى، تستخدم هذه الشبكة في تصميم ناطحات السحاب ذات الاشكال المعقدة لكونة نظام عالي الاتزان وقادرا على تحمل الرياح والزلازل .وهو اقتصادي لانه يلغي الاعمدة ويستبدلها بجسور متقاطعة بالسلوب قطري .وحيث انه يقاوم القوى الافقية افضل من الاعمدة الراسية .ويزيد من جساءه المنشأ ويقلل من الازاحات الطبقية



وتستخدم الأنظمة الانشائية ذو الاعمدة المائلة لأكثر من غرض، قد تكون انشائية عندما يتطلب الامر ذلك ومعمارية عندما نطلب نحن ذلك، كما نشاهدها في منشآت حول العالم

وهذه الاعمدة قد لا تكون محملة بقدر ما تتحمله الاعمدة المتبقية في المنشآت ، وبالتالي فهي أعمدة لا يتم الاعتماد عليها بدرجة كبيرة في نقل الاحمال في المنشآت ، انما يتم استخدامها لتحقيق غاية جمالية في المنشآت الخدمية الاستثمارية كعناصر ضمن التصميم الداخلي والديكور، ويتم حساب اوزانها وتحميلها على العناصر الانشائية الناقلة للأحمال، ومنها ايضاً ما يتم عملها في منطقة معينة من واجهة ومدخل المنشأ، كما في الصور التالية:



• أهمية ومدى اختيار المشروع :

ان اختيار هذا النظام لمشروعنا من هذه الانظمة الانشائية الحديثة للوصول الى النظم الانشائية المتقدمة لعمل نقله نوعية في عملية التصميم النمطية في اليمن من خلال الانتقال من الانظمة الانشائية النمطية للمباني الصغيرة الى المباني المرتفعة وناطحات السحاب .وان الهندسة الانشائية الضخمة من المجالات المتطورة تشهد تطوراً باعتبارها حلاً فائقاً للمشاكل العالمية .فالهندسة الانشائية واسعة النطاق لاتزال ضمن نطاق الخيال التاملي . وتم وضع هذه البصمة البحثية بمساعدة واشراف عمالقة الهندسة الانشائية في اليمن .

§ الدوافع العامة في اختيار هذا النظام المبركي :

- زيادة الاستقرار بسبب وجود الاشكال المثلثية "التثليث"
- توفير مسارات بديلة للأحمال في حال انهيار احدى عناصر المنشأ
- انخفاض في وزن المنشأ مما يؤدي الى تقليل الاحمال
- تصميم المنشآت العالية الزلزالية بنظام الاعمدة الشبكية ، لتحقيق مقاومة واستقرار وثبات، منعاً لأي انهيار كليء او جزئي يحدث قلق لدى مستخدمي المنشأة ، ويخل بالسكينة والطمأنينة وتجنباً للخسائر البشرية الكارثية التي قد تحدث عند تعرض المنشأ لزلزال مدمر شدته عالية الى متوسطة.

- دراسة الأنظمة الانشائية للوصول الى النظام الانشائي الذي يحقق الاستقرار في المنشأ من خلال دراسة المنطقة الزلزالية وقوة الزلازل وخصائص الموقع .

- اختيار نظام إنشائي ملائم لمقاومة الاحمال الرأسية المطبقة على المنشأ، كذلك نظام إنشائي ملائم لمقاومة الاحمال الجانبية (الزلازل، الرياح) التي يحتمل أن تتعرض لها طيلة عمرها الافتراضي .

- افتقار بلادنا للمنشآت الرأسية المرتفعة المقاومة للزلازل والمنشآت القطرية والحاجة الى دراسة سلوك الاعمدة الشبكية وتصميمها، والتعرف على الأنظمة الانشائية التي تحقق التصميم الآمن والاقتصادي لمثل هذه المنشآت الغير مألوفة في بلادنا.

-النمو السريع لسكان الحضر وما يترتب عليه من ضغط على مساحة محدودة اثرت بشكل كبير على التنمية السكنية للمدينة .ارتفاع تكلفة الارض ، والحاجة للحفاظ على الانتاج الزراعي المهم ساهم جميعاً في دفع المباني السكنية الى الاعلى يصبح نظام مقاومة الحمل الجانبي اكثر اهمية من النظام الهيكلي الذي يقاوم احمال الجاذبية.

- كون المشروع لنيل درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية .

• النظام المختار في المشروع (Diagrid)

التقدم في تكنولوجيا البناء والمواد والنظم الهيكلية والاساليب التحليلية للتحليل والتصميم سهلت النمو المباني الشاهقة ، يتكون الهيكل الانشائي للمبنى من اطارات شبكية خارجية ونواة ذات موقع مركزي واطارات داخلية لمنع التشوة في الاسقف.

النظام الهيكلي هو عبارة عن مزيج من كلمتين "شبكة" و "قطري"

(Diagrid) تم اعتماده في المباني الشاهقة بسبب كفاءته الهيكلية والمرونة في التخطيط المعماري له مظهر جيد ويتم تقليل عدد العناصر الهيكلية المطلوبة على واجهه المباني ،وبالتالي اقل اعاقا للروية الخارجية هذه الشبكات الفراغية والسطوح المتموجة والمنحنية والاضلاع المائلة باشكالها الهندسية في واجهات معمارية تزيينية وليست هدر او نزوه معمارية بل هي من صلب الجملة الانشائية التي يحتاجها المهندس الانشائي لثبات وتوازن المنشأ، وتغني عن استعمال النظام القديم Bracing للاعمدة الخارجية.

يمكن للاعضاء القطرية في النظم الهيكلية (Diagrid) تحمل الاحمال الجاذبية وكذلك القوى الجانبية بسبب التكوين الثلاثي.

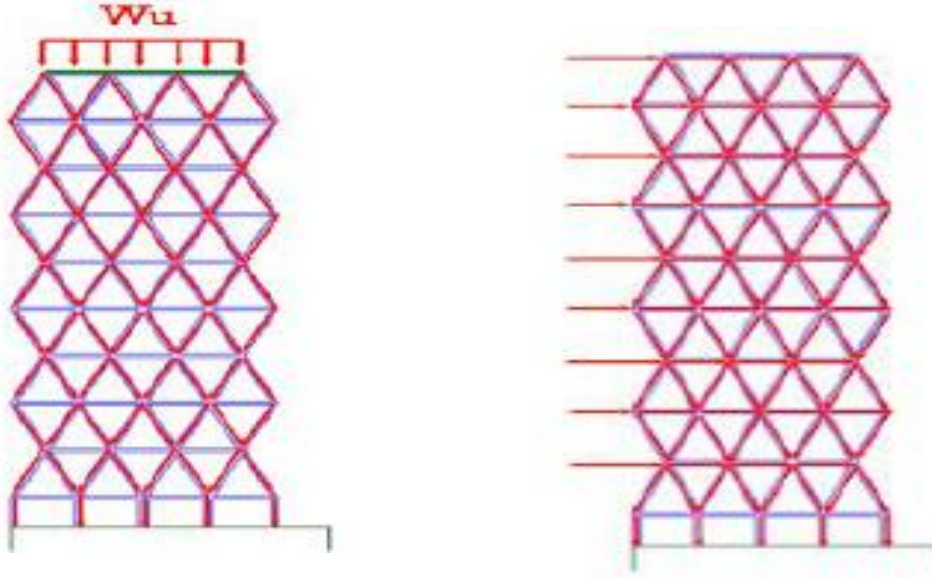
الاداء الهيكل للمباني الطويلة والمعقدة الشكل مثل الملتوية المائلة والابرار الحرة التي يتم تصميمها مع نظام (Diagrid) التصميم الفريد من الناحية الجمالية لناطحات السحاب التي يوفرها (Diagrid)



• توزيع الاحمال لنظام Diagrid

تتوزع الاحمال في انظمة الاعمدة الشبكية Diagrid مثل توزيع الاحمال في الجملونات Truss . حيث يتم تركيز الاحمال في العقد وتنتقل الى الاعضاء القطرية ،

في الشكل التالي يوضح مسار الاحمال في نظام Diagrid تحت تاثير الاحمال الراسية والجانبية



نظرا لمسار نقل الحمولة هذا ،فان قوى القص التي تم تطويرها في موقع الاتصال (العقدة) ،وقت الاحمال الجانبية .تكون هذه هي منطقة القص او المنطقة الضعيفة من هذا الهيكل اثناء الزلازل

وتوضح مسارات الاحمال كفاءه النظام على امكانية توفير الدعم الراسي والجانبى في نظام واحد،كما ذكرنا سابقا فان الانظمة القطرية توفر مسارات اسرع لنقل الاحمال الى الارض من خلال القوى المحورية ومن خلال قوى القص في الاعضاء المائلة .

• اختيار ميل الاعمدة:

المبدأ الاساسي لتحديد الميل لشبكة الاعمدة المائلة

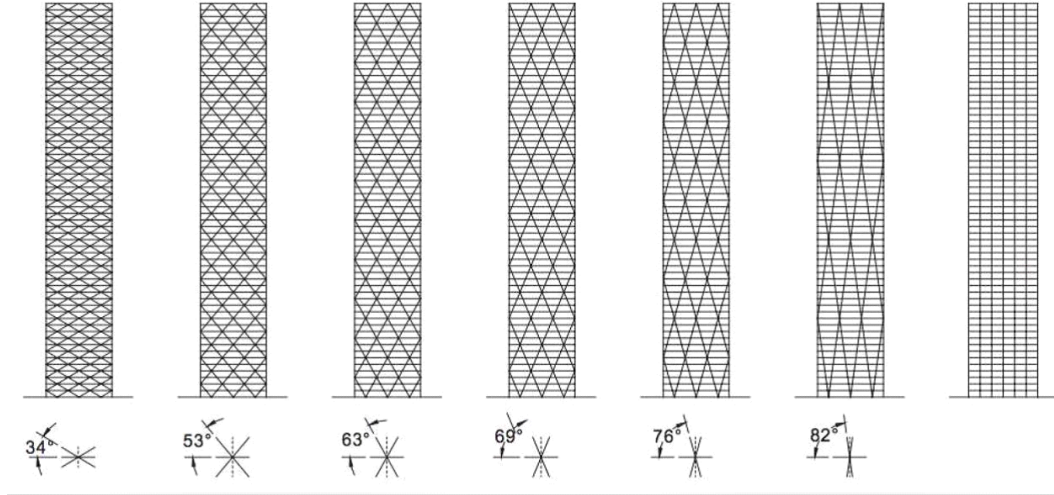
الغرض المعماري من ناحية جمال الواجهة

الغرض الانشائي الذي يكون المبدأ الاساسي له هو تحديد الميل من ارتفاع المبنى وعرض المبنى

والاهم من ذلك الاحمال الراسية والجانبية عندما يكون المبنى منخفض تكون الاحمال الجانبية منخفضة وتكون الاحمال الراسية هي المتحكمة وبالتالي يفضل ان تكون زاوية الميل تقترب الى 90 درجة

اما اذا كان المبنى مرتفع فيكون العكس صحيح بحيث تقترب زاوية الميل الى 45 درجة

اما في حالة مشروعنا كان ارتفاع المبنى ليس مرتفع بشكل كبير جدا فقد جعلنا الاحكام المعمارية هي المتحكمة وكانت زاوية الميل



• الأمثلة المباشرة لنظام Diagrid المستخدم في مشروعنا :

١- مبنى الساحة في بكين :

ويتكون هذا المبنى المكتبي من ٣١ طابقا مع نظام انشائي قائم على الشبكة الوترية والتي توفر مساحات مميزة دون الحاجة الى اعمدة ، مع مجازات تصل الى ١٨ متر بين عقدة الشبكة ، ومؤمنة مكاتب ذات اطلالات مميزة داخل المبنى



٢- برج هيرست في نيويورك

تم تصميمه من قبل مكاتب المعماري نورمان فوستر وشركائه كناطحة سحاب تعتمد على الشبكة الوترية في نظامها الإنشائي حيث تغلف المعدن والزجاج هيكلها الخارجي بالكامل ويبلغ ارتفاع البرج ١٨٢ متر ويحتوي على ٦٤ طابقاً ، تم تشييدها فوق مبنى تاريخي من ٦ طوابق



٣- مبنى ماربي الحس في لندن :

مبنى آخر من تصميم نورمان فوستر وشركائه ، ولكن هذه المرة في العاصمة البريطانية لندن . تم تصميمه ليحتضن المقر الرئيسي لشركة التامين ، ضمن رؤية مبتكرة تقوم على توزيع الاحمال على هيكل الشبكة الوترية الخارجية ذو المظهر الماسي والشكل العضوي المتطاوّل المشابة لحبة

الخيار، والذي يساهم في توازن المبنى وانسيابية الاحمال ، ويسمح بتوفير مساحة ارضية خالية من الاعمدة الداخلية



٤- المقر الرئيسي للتلفزيون الصيني في بكين :

يعتبر المبنى الرئيس للتلفزيون المركزي الصيني . فهو عبارة عن برج ذو تكوين فريد تلفه الشبكة الوترية من جوانبه الخارجية كافة ، برج شاهق يبلغ ارتفاعه ٢٣٤ متر مكوناً من ٤٤ طابقاً



٥- مبنى "بو" أو القوس " في كندا :

يتضمن المقر الرئيس لشركة اينكا للغاز الطبيعي ، ويقع بجوار نهر "بو" معاطلة رائعة على جبال الروكي، من خلال واجهة زجاجية منحنية تغلف المبنى ، مربوطة بشبكة وتلرية من الحديد الصلب تسيطر على الهيكل الخارجي للكتلة . المبنى يضم ٥٨ طابقاً



٦- المكتبة المركزية في سياتل :

ينتصب هذا المبنى بطوافة الاحد عشر في قلب مدينة سياتل في الولايات المتحدة الامريكية



كعلامة معمارية مميزة قوامها الحديد والزجاج ، ويشكل جزءا من ثلاثة اجزاء من الجملة الكلية للمكتبة .وهو مغطى من كل جوانبه بشبكة وترية

٧- برج بوابة العاصمة في " ابو ظبي "

ويسمى ايضا بالبرج المائل. وهو اول صرح معماري في الشرق الاوسط اعتمد نظام الشبكة الوترية في انشائه . وقد صممت الشبكة لتقاوم الحمولات الناجمة عن ميلان البرج ،بالاضافة الى قوى الرياح والزلازل ذات التأثير الكبير على المبنى العالية .
يشكل برج "بوابة العاصمة " مبنى مكتبياً من ٣٥ طابقاً ويحوي فندقاً فاخراً من خمس نجوم ،ويقع بجوار مركز " ابو ظبي " الوطني للمعارض .



مبنى الدار في أبو ظبي:

يعتمد هذا المبنى الدائري على شبكة وترية من الحديد الصلب تشكل الأساس الإنشائي للمبنى ومنحة شكله الانسيابي، مع ارتفاع يصل الى ١٠ متر ويضم مجموعة من المكاتب الادارية والتجارية ومقرات الشركات. ومن الجدير بالذكر ان المصممين من المعماريين اعتمدوا النسبة الذهبية في ابداع الواجهة الدائرية لهذا المشروع .



9-المركز المالي الدولي في مدينة عوانزو الصينية:

فهو ناطحة سحاب الهائلة ذات الطوابق المائة وثلاثة، والتي تضم داخلها فندقاً ضخماً مع مساحات تجارية ومكتبية متعددة .



10- برج تورنادو في الدوحة:

على شكل قطع زائد، تكسوها شبكة وترية من الفولاذ شكلت غلافاً خارجياً للمبنى يعطيه القوام الانسيابي الخفيف، وجملة انشائية ساهمت في الحصول على فراغات داخلية مفتوحة من دون اعمدة .



• موقع المشروع:

تم وضع المنشأة في مشروعنا امام منصة السبعين كون المكان مناسب ان يكون هناك مباني تجارية استثمارية

• الأكواد والمراجع المستخدمة

- ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- -Uniform Building Code (UBC 1997)
- -International Building Code (IBC 2012)
- -Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318M-14)
- -ACI Detailing Manual 2004
- -Learning Videos for Dr. Dirk Bondy about Static and Dynamic Analysis
- M. Nadim Hassoun, Akthem Al-Manaseer-Structural Concrete_ Theory and Design-Wiley (2015) 6th
- Reinforced Concrete Design (SI Units) for Dr. Ahmad Hasan Alwathaf
- -Design of Concrete Structures 14th Edition in SI Units for Arthur H. Nilson , David Darwin and Charles W. Dolan
- -Design of Reinforced Concrete for Jack C. Mc Cormac
- -Ching F. D. K., Building Structures Illustrated - Patterns, Systems, and Design, 2nd ed, 2014
- -Design of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings
 - -Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake

• نظام الوحدات المستخدم:

نظام الوحدات العالمي.(SI Units)

• طريقة التصميم المتبعة:

طريقة المقاومة القصوى.(Ultimate Strength Method)

• البرامج المستخدمة في تحليل وتصميم وحسابات وإخراج المشروع:

الوظيفة ومجال الاستخدام	تقنية البرنامج	البرنامج المستخدم
النمذجة والتحليل	BIM	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
الرسم وتعديلات المخططات	BIM	AutoCAD 2016
الرسم وإخراج اللوحات النهائية	BIM	Revit Structure 2018
النمذجة	BIM	Revit Structure 2018
أعداد الواجهات المعمارية الجديدة	BIM	Revit Architectural 2019
المساعدة في حسابات تصميم العناصر الإنشائية	Microsoft	Microsoft office Excel
التنسيق والتجهيز للطباعة والإخراج	Microsoft	Microsoft office Word

إشرافه:

د.م/ سليمان الصافي

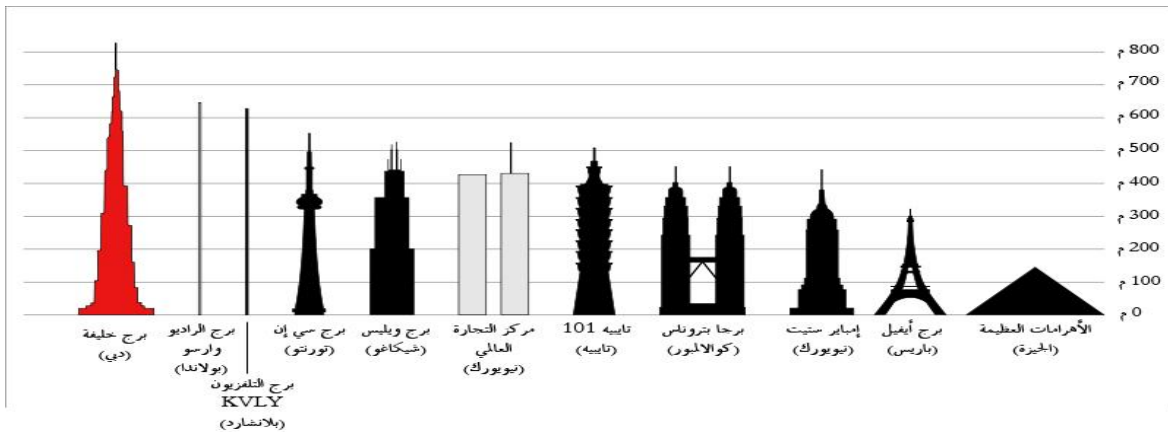
Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب الثاني : الأنظمة الإنشائية

الأنظمة الإنشائية

الأنظمة الإنشائية

Structural Systems



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

• الأنظمة الإنشائية:

النظام الإنشائي Structural System:

المسار الذي تسلكه الاحمال في المنشآت للانتقال من نقطة تطبيقها وصولاً الى التربة في الأسفل، مروراً بمجموعة من العناصر الأفقية والراسية المصممة بكفاءة عالية لتكون قادرة على نقل الاحمال، سواءً العناصر الخطية كالأعمدة والجسور، او العناصر المسطحة كالبلاطات وجدران القص، وأيضاً القشريات والتي تمرر هذه الاحمال الى تربة التأسيس محققة الاستقرار في المنشآت ومكونة ما يعرف بالنظام الإنشائي المقاوم.

• دراسة الأنظمة الإنشائية:

ان المنشآت العالية المقاومة للزلازل تختلف عن تلك العادية في اشتراطات يجب التأكيد على تحقيقها، عندما يرتفع المنشأ عن ٧ طوابق ، ويصبح الامر أكثر التزاماً وجدية في تحقيق هذه الاشتراطات عندما يتعلق الامر في منشأة عالية مصممة لمقاومة الزلازل غير منتظمة المسقط الأفقي، بل ومتغيرة المساقط الأفقية خلال الطوابق نتيجة استخدام نظام الأعمدة الفرعونية المائلة في أقطار المنشأ، إضافة الى عدم الانتظام الرأسي والوظيفة المعمارية وعدة متغيرات أخرجت المنشأ عن الطور الاستاتيكي الى الطور الديناميكي في التحليل، حينها أصبح الامر يتطلب اكثر من تحقيق الاشتراطات الواجب تحقيقها والمتمثلة في:

(١) تحقيق المتانة Toughness:

أن اللانظامية الأفقية والراسية في كتلة المنشأ ووجود نظام الأعمدة الفرعونية على قطريه، وصعوبة استخدام الفواصل المختلفة للكتلة الديناميكية السلوك التحليلي، ينبغي ألا تؤثر على متانة المنشأ ويجب أن يتم التوصل الى التصميم الذي يكون فيه المنشأ قادراً على مقاومة وتحمل كل القوى الجانبية والشاقولية الذي يتعرض لها.

وتتحقق المتانة بتحقيق معامل امان يعتمد على ارتفاعات الطوابق والارتفاع الكلي للمنشأ والذي يتحقق بتحقيق مما يلي:

الازاحة الانعكاسية Δ:

حيث يجب ان تكون قيمة الازاحة الأفقية:

$$\Delta \leq \frac{H}{1000} \quad \text{بالطريقة الدقيقة}$$

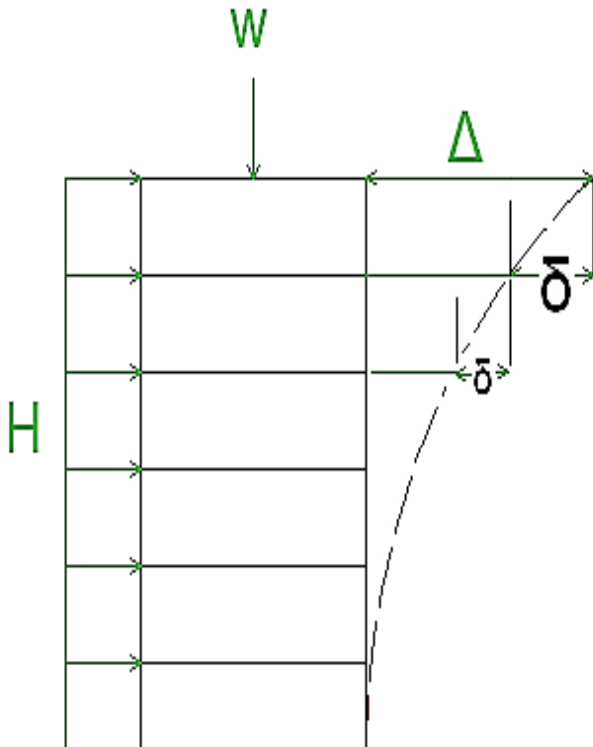
$$\Delta \leq \frac{H}{1000} \quad \text{بالطريقة التقريبية}$$

الازاحة النسبية بين الطوابق δ:

ويعني الانزياح الجانبي بين كل طابقين متتاليين ويتحقق بتحقيق الشرط التالي:

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

حيث أن



h - الارتفاع الطائفي.

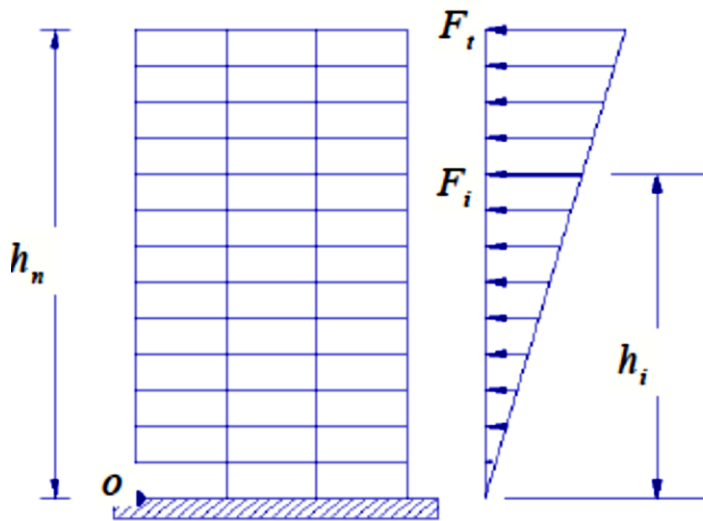
ويكون الانزياح كبير نسبياً عند عدم تحقق الشرطين مما يسبب مشكلة في متانة العنصر، تسبب عزوم انعطاف كبيرة ومشاكل أخرى للمنشأ.

(٢) تحقيق الصلابة:

- وتتحقق بتحقيق انتقالات القوى الحاصلة لشرطين أساسيين وهما:
- شرط المتانة المتمثل بالإزاحة الأفقية Δ والنسبية δ .
- تحقيق راحة نفسية لمستخدمي المنشأ والساكين.

3- تحقيق عزو الانقلاب:

ان المباني العالية تتعرض لقوى أفقية كبيرة وقوى راسية أيضاً، ولأن القوى الأفقية تكون كبيرة نسبياً فإنها تسبب عزوم مسببة للانقلاب تكون كبيرة جداً، بعلاقة طردية مع ارتفاع المنشأ عندما تؤثر هذه القوى جانبياً في أعلى المبنى، فيكون ذراعها كبير بالنسبة لأرضية المبنى، بالمقابل فإن القوى الراسية تسبب عزوم التثبيت أو العزوم المسببة لاتزان المنشأ وبالتالي فإن التحقق ضد الانقلاب يتمثل بتحقيق الشرط التالي:



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

حيث يتم اخذ العزوم حول طرف

• أنواع الأنظمة الإنشائية:

تصنف الأنظمة الإنشائية بحسب القوى التي تقاومها بصورة رئيسة إلى:

- أنظمة مقاومة الأحمال الرأسية Gravity system:

وهي نظام انتقال الأحمال الرأسية (Gravity Loads) المطبقة على المنشأ من خلال البلاطات ووصولاً إلى التربة وبالتالي يمكن وصف وتسمية هذا النظام بنظام البلاطات، ويصنف إلى:

■ النظام المباهر:

- فيه يقتصر مسار انتقال الحمل المنتقل من البلاطة على المرور بالعنصر الرأسي المتصل بالأساس الذي يوزع أجهادات الحمل الى التربة مثل:
 - بلاطات مستندة على جدران حاملة.
 - بلاطات مستندة على أعمدة.

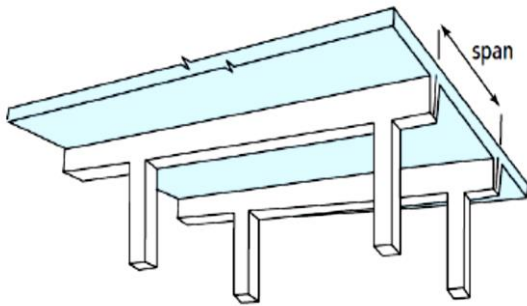
- النظام غير المبهر:
 وفيه يصبح مسار انتقال الحمل أطول لوجود عناصر إنشائية تتناقل الحمل من نقطة البداية (البلاطة) انتهاءً بالتربة مثل:
 - بلاطات مستندة على الجسور المستندة على الأعمدة.
 - بلاطات أخرى مستندة على جسور مستندة على جسور تستند على الأعمدة كما هي البلاطات المعبرة.

§ ومن أنواع نظام البلاطات وأكثرها شيوعية في المنشآت الخرسانية المختلفة سوف نذكر التالي دون التعمق في شرحها كالتالي:

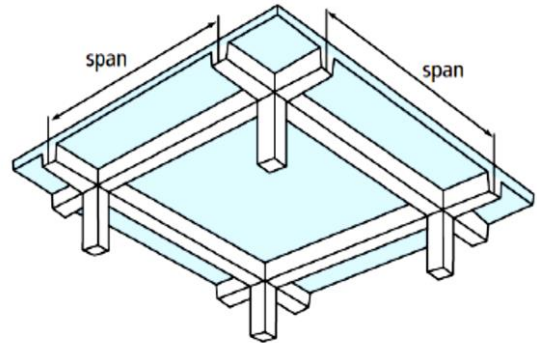
البلاطات المصمتة (solid slabs):

وتنقسم الى:

- بلاطة مصمتة في اتجاه (one way solid slabs).
- بلاطة مصمتة في اتجاهين (Two way solid slabs).



One Way Solid Slabs

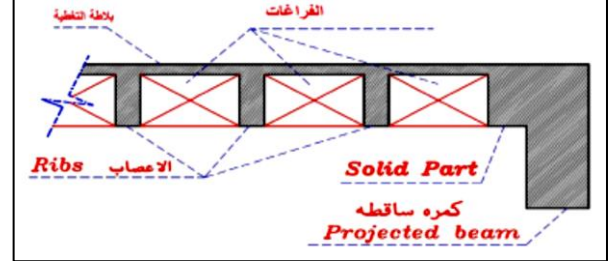
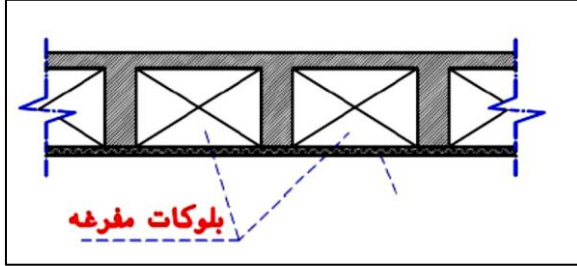


Two Way Solid Slabs

البلاطات المعبرة او المخرجة (Ribbed & Voids slabs):

- وهي بلاطات خرسانية مسلحة تتكون من فراغات متجاورة، تُشكل إما بواسطة قوالب مؤقتة تنزع بعد الصب، أو بواسطة قوالب دائمة تبقى ضمن سماكة البلاطة، تكون عادة من البلوك الإسمنت المفرغ المتجاورة

وخفيف الوزن التي تحمل كميات الكبيرة من الخرسانة المسلحة والتي لا تقاوم إجهادات الشد، مع ترك فيما بينها مسافات تملأ بالخرسانة المسلحة تسمى بالأعصاب الحاملة وهي العنصر الرئيسي الحامل في هذا النوع من البلاطات، حيث توضع فيها التسليح الرئيسي، تعتلي الأعصاب والفراغات طبقة من الخرسانة تسمى بلاطة التغطية أو البلاطة العلوية (Top Slab) كما في الصورتين التاليتين:

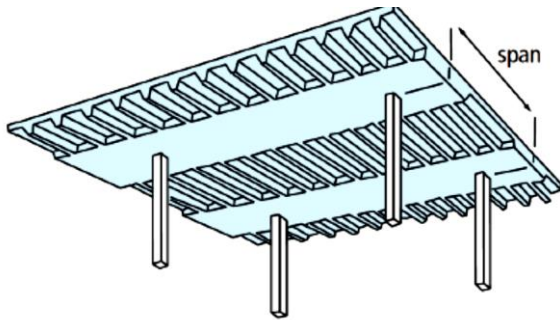


وتنقسم هذه البلاطات الى نوعين بحسب اتجاه وتشكل الأعصاب الحاملة في البلاطات كالتالي:

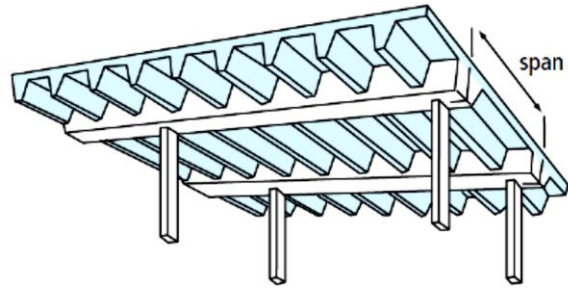
- بلاطة مفرغة (معصبة) في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs).
- بلاطة مفرغة (معصبة) في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs).

☞ بلاطة مفرغة (معصبة) في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs).

وتنقسم بحسب استنادية الأعصاب فيها الى:



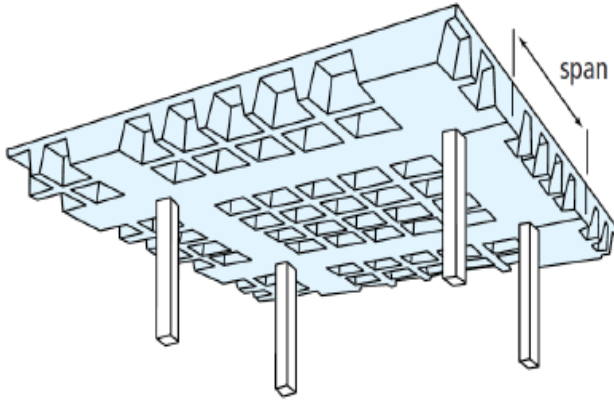
أعصاب مستندة على الجسور



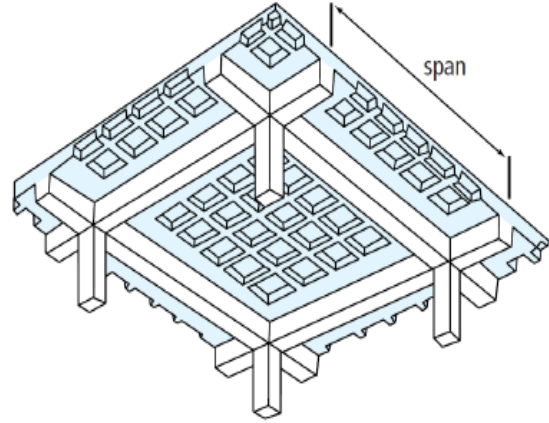
أعصاب مستندة على الجسور

⌘ بلاطة مفرغة (معصبة) في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs).

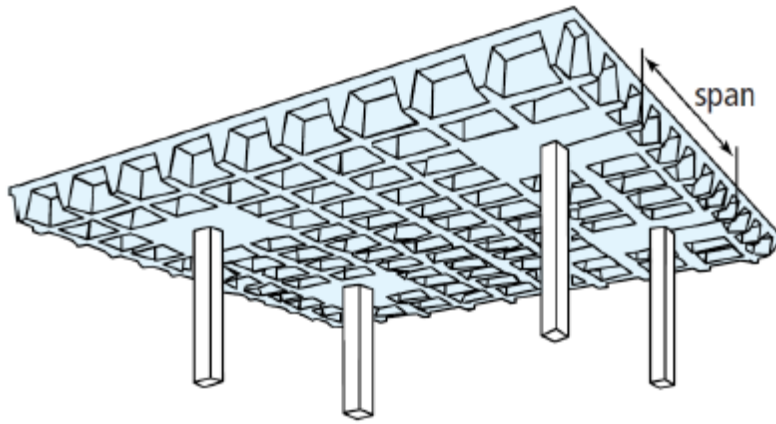
وتشكل الاعصاب في الاتجاهين وتنقسم بحسب استنادية الاعصاب أيضاً فيها الى:



أعصاب مستندة على الجسور
المخفية



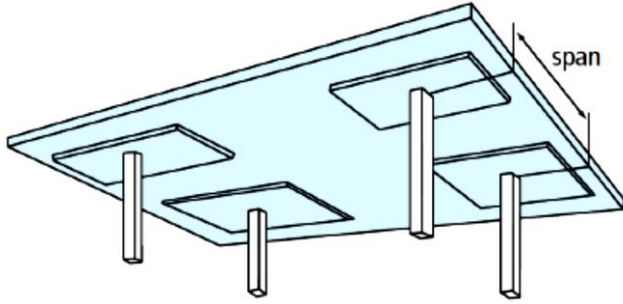
أعصاب مستندة على الجسور
الساقطة



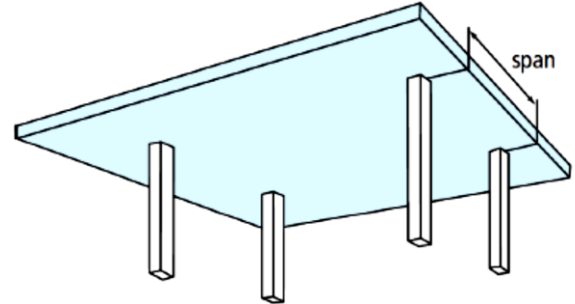
أعصاب مستندة على (Drop Panels) بدون الجسور وتسمى بـ (Waffle Slabs)

البلاطة الفلطة (Flat Plate & Flat slab):

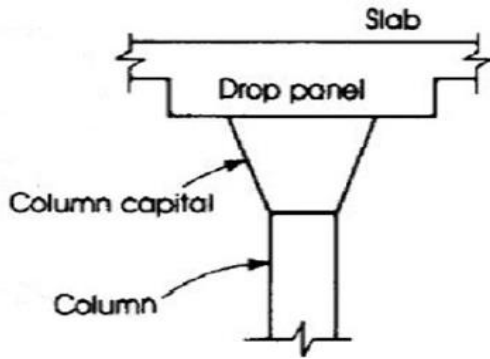
- وهو النظام المستخدم في مشروعاتنا وهي بلاطات يكون فيها الاستناد مباشرة على الأعمدة، وتعتمد في سماكتها على مقاومتها لإجهادات الاختراق عند منطقة الاستناد (منطقة الأعمدة) ولمقاومة ذلك يتم تدعيم هذه المنطقة وفقاً لعدة صور كالتالي:



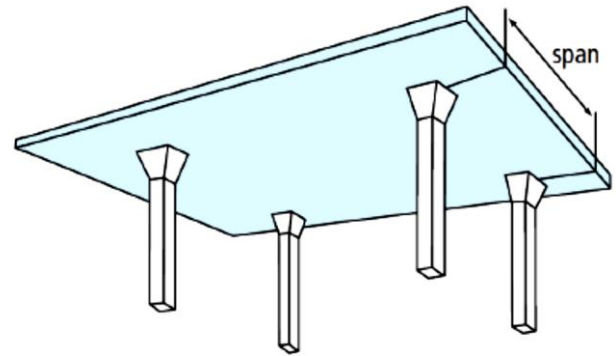
Flat Slab with Drop Panel



Flat Plate



Flat Slab with Drop Panel and Column Capital



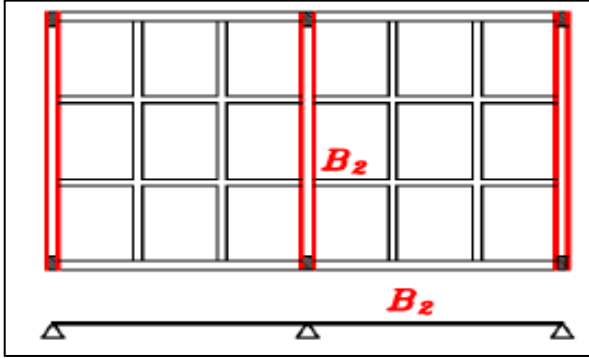
Flat Slab with Column Capital

نظام الكمرات المتقاطعة (Paneled Beams):

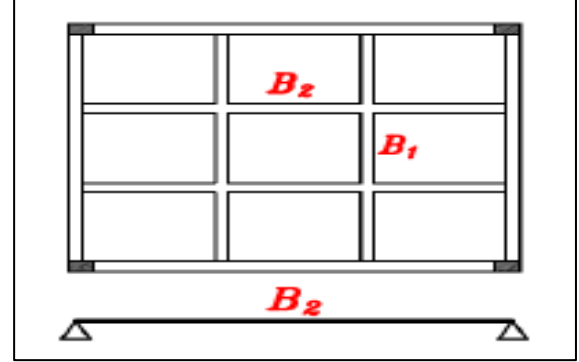
- لكل نوع من أنواع البلاطات اشتراطات عند اختيار وتصميم بلاطات المنشآت وفقاً لعدة معطيات يجب التحقق منها، وبصورة عامة فانه في حالة البلاطة المعصبة في اتجاهين عندما تزيد المسافات بين الاعصاب عن 70cm فإن طريقة التصميم تتغير تماماً، ويجب في هذه الحالة التعامل مع الجزء المصمت بين تلك الاعصاب على انه نظام مستقل بحد ذاته كبلطة مصمتة في الاتجاهين (Two way solid slab)، لنتحول الى نظام تصميمي جديد للبلاطات يسمى (Paneled Beams).

نظام الـ (Paneled Beams):

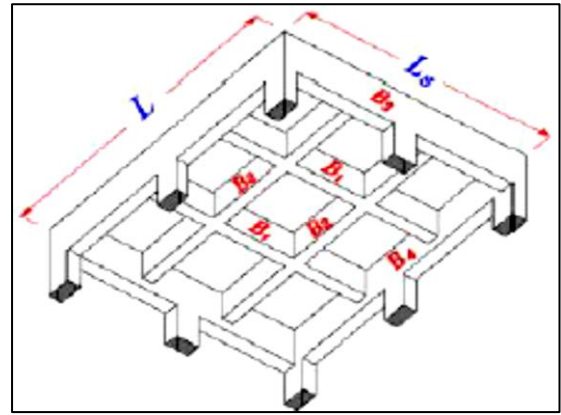
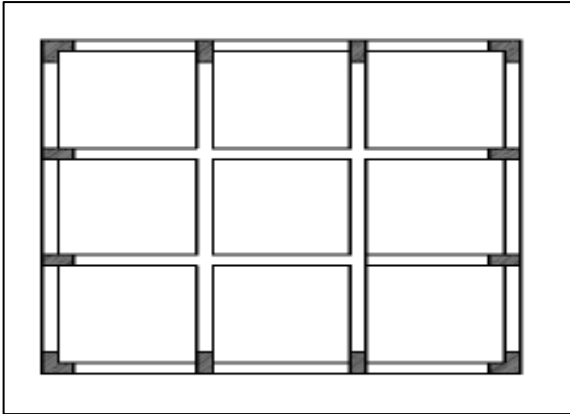
أحد أنظمة البلاطات الذي يتكون من شبكة من الجسور المتقاطعة ذات المقاطع المتماثلة، تعمل شبكة الجسور هذه بصورة مستقلة كلاً عن الآخر وتنقسم إلى عدة أقسام منها:



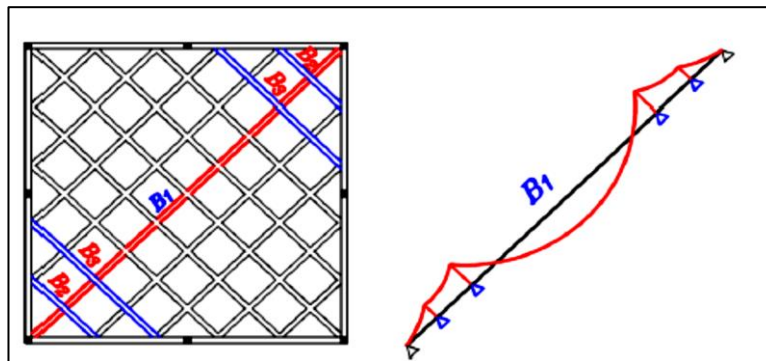
نظام الـ (Paneled Beams) ذات المجازات



نظام الـ (Paneled Beams) ذات المجاز



نظام الـ (Paneled Beams) للبلاطات المتصلة مع الأعمدة (Frames)

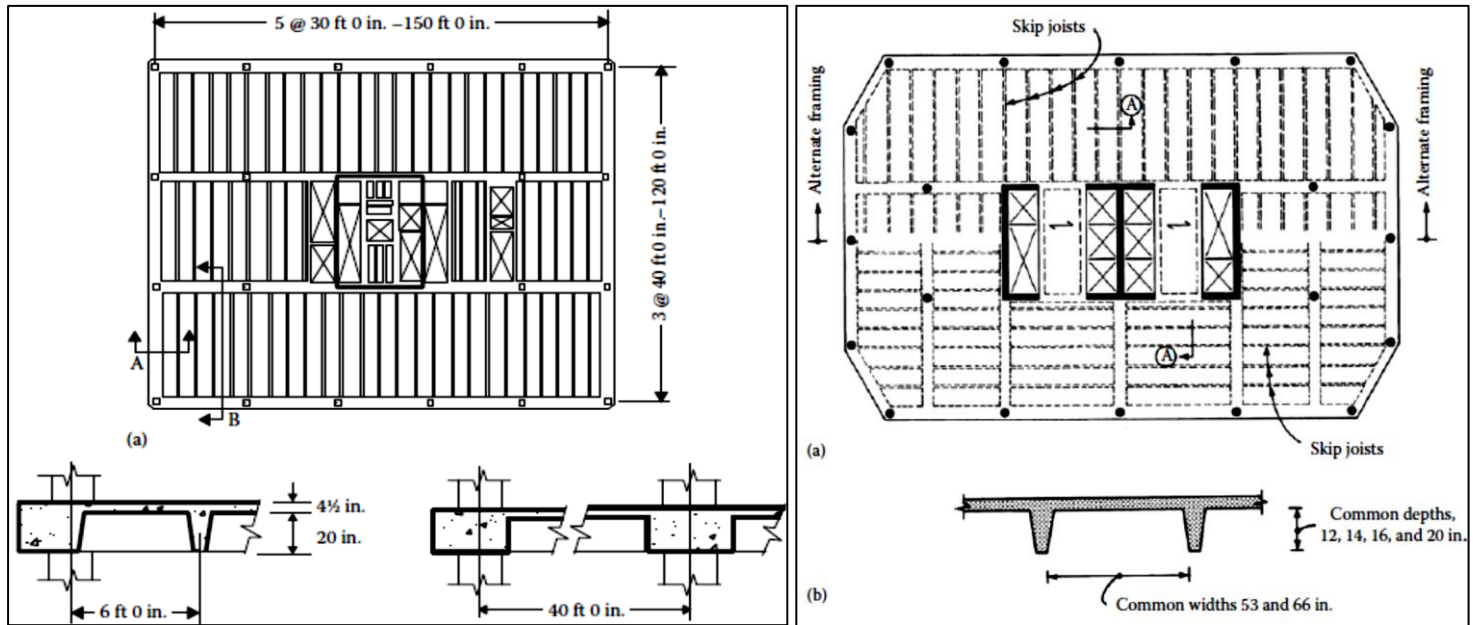


نظام الـ (Paneled Beams) للبلاطات ذات الجسور المائلة

• أنظمة أخرى لمقاومة الأحمال الرأسية (Another Gravity System):

نظام البلاطات ذات عوارض القفز (SKIP JOIST SYSTEM).

في هذا النظام تتوزع الاعصاب على مسافات ما بين (1.5m – 2m) باستخدام قوالب تصل أبعادها ما بين (1.3m – 1.7m)، وتصمم الاعصاب على أنها جسور دون الحاجة إلى زيادة مقاومتها للقص بنسبة ١٠% عن التصميمية المسموح بها وتسمى (SKIP JOIST) العوارض لأنها تشبه عوارض القفز في مضامير السباق، وتحدد سماكة البلاطات بما يلبي متطلبات الحريق، كما أن هذا النظام يصمم دون اشتراطات في توزيع الاعصاب وبالتالي تقل كمية الخرسانة، أيضاً التباعد فيما بين القوالب رأسياً يكون أكبر وبالتالي يكون التنفيذ أكثر اقتصاداً كما في الشكلين التاليين:

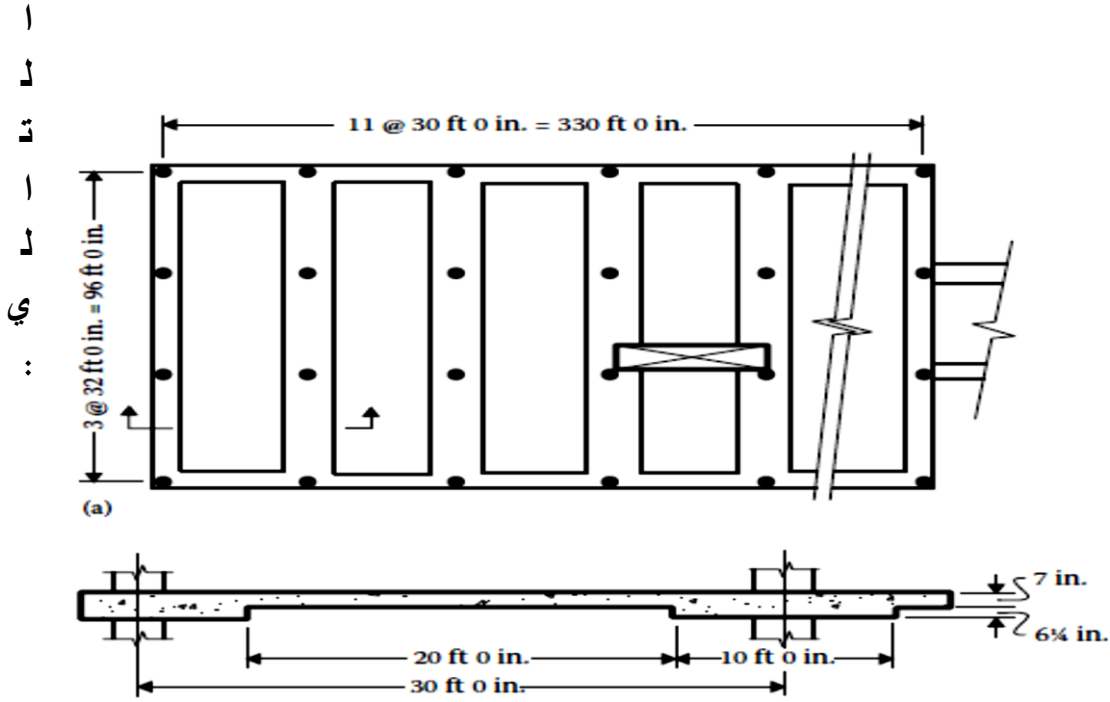


Two Examples for Skip Joist System

نظام حزمة الجسور (BAND BEAM SYSTEM).

ويستخدم هذا النظام عندما تكون الأعمدة موزعة في الاتجاه الطويل أكثر منها في الاتجاه الآخر بصورة ملحوظة بالنسبة لسطح منتظم كما في الشكل اللاحق، وتزيد المسافات بين كل عمودين عن 9m وبالتالي تحدد سماكة البلاطة الكبيرة نسبياً وفقاً للاتجاه الطويل المتحكم، ولتقليل تأثيرات الاتجاه الطويل المتحكم نستخدم Band Beam أسفل بلاطة النظام في منطقة الأعمدة للاتجاه الطويل وتسمى أيضاً Band Slab، لترفع من جساءة بلاطة النظام والحفاظ على النظام Two-Way System وتحدد سماكة البلاطة كنسبة طول البحر إلى

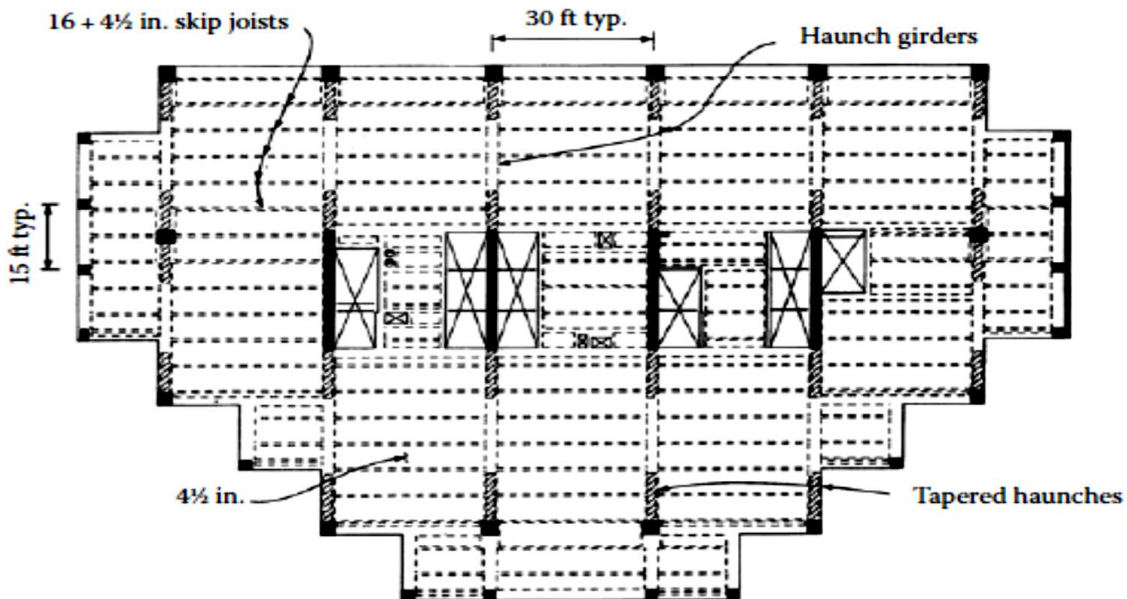
العمق في الاتجاه القصير، ويخفف العزوم عند التصميم عند وجه العمود كما يوضحه الشكل



Band beam system: (a) floor plan and (b) section.

نظام العتبات (الورك) والعوارض (HAUNCH GIRDER AND JOIST SYSTEM):

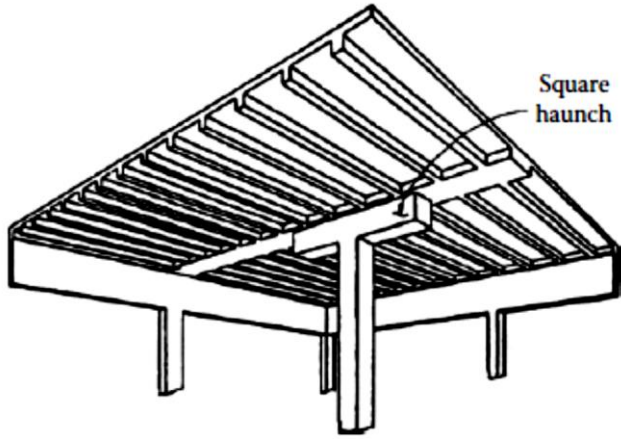
نظام سقوف ثابت الارتفاعات ويتكون من شبكة متقاطعة من الاعصاب (العوارض JOIST) والعتبات (الفخذ HAUNCH GIRDER)، فيما بينها فراغات متاحة تسهل من عملية مرور خطوط التمديدات الصحية والكهرباء والتكييف نتيجة الارتفاعات التي يوفرها الفخذ دون الحاجة الى زيادة الارتفاع بين منسوبي السطح الى السطح، وللتوضيح هذا النظام:



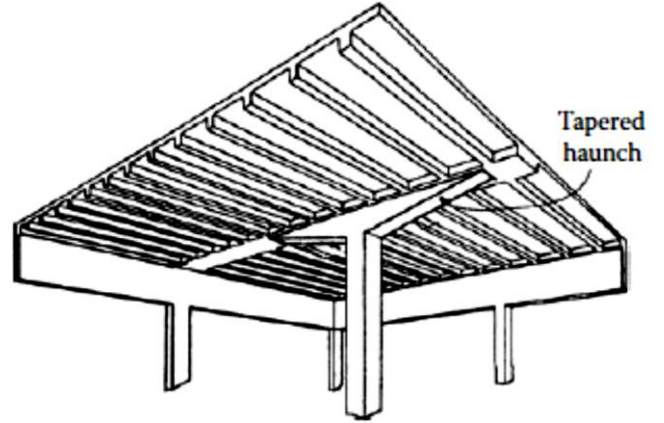
Haunch girder-framing system

يستخدم بكثرة في جنوب أمريكا ولهذا النوع من العتبات شكلين شائعين:

- الورك (الفخذ) المدبب Tapered Haunch
- الورك (الفخذ) المربع Square Haunch



Hammerhead haunch girder.



Tapered haunch girder

• أنظمة مقاومة الأحمال الجانبية Lateral system.

وهي نظام انتقال الاحمال الجانبية التي تتعرض لها المنشآت من نقاط تطبيق القوى الى التربة أسفل هذه المنشآت، سواءً كانت هذه الاحمال الجانبية هي الناتجة عن الزلازل والهزات الأرضية ام ناتجة عن تأثيرات قوة الرياح او الصدمات وغيرها.

- وهناك العديد من الأنظمة الإنشائية المستخدمة في المنشآت الزلزالية لمقاومة الاحمال الجانبية،

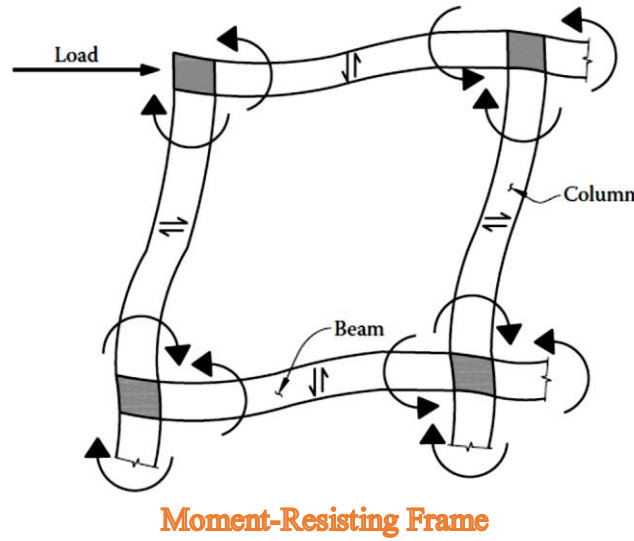
لكن يمكن تقسيم أكثرها شيوعية الى ثلاثة تقسيمات بسيطة (shear wall system (1)، (2)

frame system (3) combination of the two (3) ومنها جاءت بقية الأنظمة التي سوف نذكر منها

الانواع التالي دون التعمق في شرح تفاصيلها كالتالي:

نظام الإطارات المقاومة للعزوم (Moment-Resisting Frame System)

وفي هذا النظام تصمم عقد اتصال الجسور والاعمدة انها (rigid) لمقاومة القوى الجانبية من خلال الجسور والاعمدة المرنة للحفاظ على الإطار من التشوهات، عند تعرض النظام للقوى الجانبية والاحمال تتحول الى الاعمدة والجسور بصورة قوى قص وتسبب دوران عقد اتصال الجسور والاعمدة التي تتمتع بالمرونة كما في الشكل التالي:



وتنقسم الإطارات المقاومة للعزوم بحسب ممطوليتهما (Ductility) وقدرتها على امتصاص الطاقة الى ثلاثة أنواع:

I. الإطار العادي المقاوم للعزوم (Ordinary Moment Resisting Frame – OMRF)

ويقاوم العزوم لكنه لا يحقق متطلبات الممطولية، لهذا يقتصر استخدام هذا النوع في المناطق الضعيفة زلزالياً (Zone 0,1) ويحضر استخدامه في بقية المناطق.

II. الإطار المتوسط المقاوم للعزوم (Intermediate Moment Resisting Frame – IMRF)

هو إطار مقاوم للعزوم، مصمم بشكل خاص لتأمين سلوك الممطولية بدرجة متوسطة ما بين الإطار العادي المقاوم للعزوم والإطار الخاص المقاوم للعزوم، وفيه تصمم الجسور والاعمدة لمقاومة قوة قص تحسب من المقاومات الاسمية للعناصر عند عقد الاتصال، ويستخدم في

المناطق ضعيفة الى المتوسطة الشدة الزلزالية (Zone 0,1 and 2)، ويحضر استخدامه في بقية المناطق.

III. الإطار الخاص المقاوم للعزوم (Special Moment Resisting Frame - SMRF):

هو إطار مقاوم للعزوم، مصمم بشكل خاص لتأمين سلوك الممطولية بدرجة عالية، ويختلف عن البقية في ان قطاعات الجسور والاعمدة تصمم لمقاومة قوة قص حسابية تحسب من طاقة العزوم عند العقد، بعد تصعيدها بمعامل تصعيد يساوي 1.25 الناتج عن مقاومة المادة الإضافية في مرحلة ما بعد الخضوع وما قبل الانهيار، ويستخدم في جميع المناطق الزلزالية.

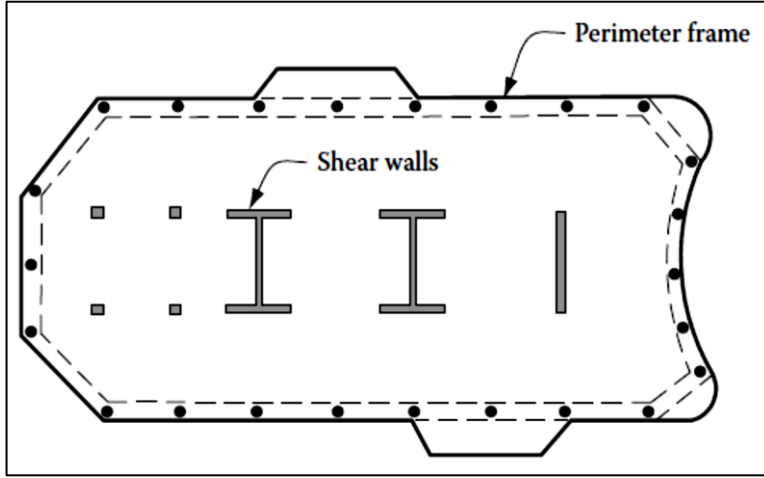
⌘ ملاحظة:-

لا يفضل استخدام أحد الأنواع الثلاثة السابقة في منطقة زلزالية يمكن استخدام فيها نوع اقل رتبة، للحفاظ على اقتصادية التكلفة، مثلاً لا يفضل استخدام النوع (IMRF) في المناطق (Zone 0,1) لكفاية النوع (OMRF)، ويقتصر استخدام الإطار الخاص (SMRF) في المناطق (Zone 3,4) لكفاية العادي والمتوسط في المناطق الأخرى.

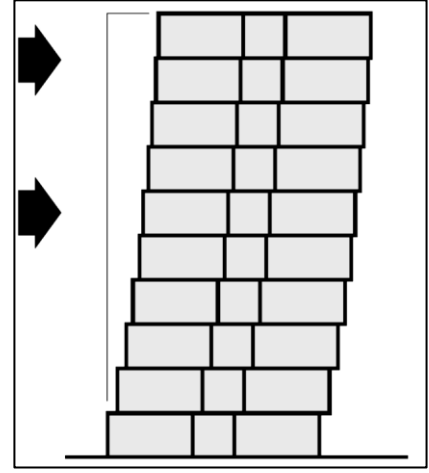
- ويحدد نوع الإطار المستخدم بحسب المنطقة الزلزالية وارتفاع المنشأ ووظيفته الاستثمارية دون ترك حرية الاختيار للمهندس وبناء على تقييم الاختلافات بين الثلاثة الأنواع المتمثلة في:
- التكلفة وتعقيد الدراسة حيث يعتبر الإطارات الخاصة هي الأكثر تعقيداً وتكلفة ثم المتوسطة ثم العادية.
- معامل تخفيض القوة (R) والذي يكون أكبر ما يمكن في الإطارات الخاصة ثم يقل بالنسبة للمتوسطة ثم أقل في العادية.
- تفاصيل التسليح الذي تتناسب طردياً مع قيمة معامل (R) وبالتالي يكون الخاص هو صاحب أعلى نسبة تسليح ثم المتوسطة ثم العادية.

✚ نظام جدران القص (Shear Walls System):

نظام جدران القص يعطي جساءة أكبر منها في الإطارات وتستخدم لتخفيض نسبة التشوهات والازاحة عند تعرض المنشأ لقوى جانبية مثل الرياح والزلازل، التي تسبب اجهادات قص (shear forces) تحاول تمزيق كتلة جدران القص وتغيير شكل المنشأ من المستطيل الى متوازي الاضلاع نتيجة هذه الاجهادات كما في الشكل التالي:



(b) Floor plan: building with shear walls



(a) Shear deformations in a shear wall

أيضا تسبب هذه القوى الجانبية عند نقطة تركزها اجهادات تعمل على إزاحة النهاية العلوية للجدار ومحاولة اسقاطه، لتقابلها في نهاية الجدار الأخرى قابلية للإبقاء على جدار المنشأ قائم تسمى مقاومة جدران القص لعزوم دوران (overturning moments). وتوزع جدران القص حول المصاعد والسلالم بصورة أولية، وتستخدم مع الأنظمة الأخرى فترفع من جساءة النظام الكلي، وعند تحديد مواقع جدران القص نأخذ في الاعتبار النواحي التالية:

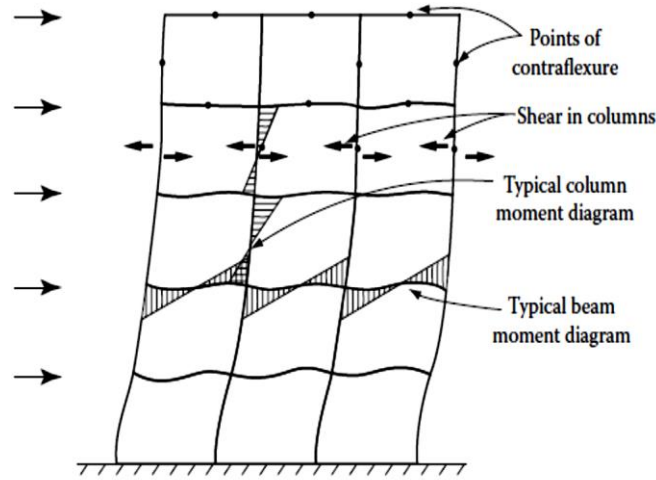
- للحصول على مقاومة عالية للـ يتم توزيع جدران القص على كامل المسقط الأفقي للمنشأ وبصورة متناظرة قدر الإمكان كما في الشكل اعلى (b) والجدران الزوجية تعطي جساءة أكبر من المنفردة.
- توجه مسار الاحمال الرأسية قدر المستطاع نحو الاساسات عن طريق التوزيع الجيد لجدران القص، وهذا يقلل من نسبة حديد التسليح في الجدران، كما تخفض من قوى الرفع (Uplift Forces) أسفل الاساسات.

نظام الإطار الجاسئة (Rigid frame):

هو نظام إنشائي فراغي (ثلاثي الأبعاد) يتألف من أعضاء متصلة ببعضها بشكل يسمح له بمقاومة القوى الأفقية، مع وجود ديافرات أفقية (بلاطات) أو دونها، ويتصف بانحناءات الجسور والاعمدة بينما تدور عقد الاتصال بينهما، وتتركب الإطارات المتعددة الطوابق من جسور واعمدة وعقد مقاومة العزوم متناسقة التراكيب بصورة متوازية ومتعامدة، لتشكل إطار مقاوم للاحمال الرأسية بكفاءة عالية نتيجة تخفيض العزوم الموجبة في الجسور نتيجة استمرارية الاتصال بين عناصر الإطار فيما بينها.

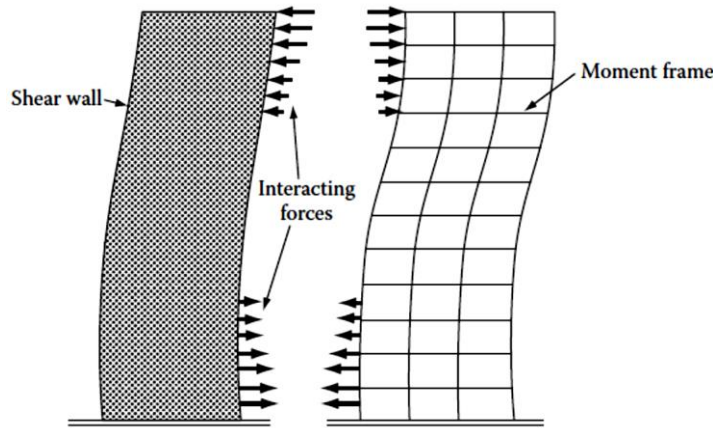
وتعتبر الإطارات الجاسئة اقتصادية حتى الـ ٢٠ طابقاً، وفي حالة ادخال جدران القص فيها تتضاعف الجساءة للحصول على منشأة يمكن ان تمتد الى حوالي ٥٠ طابقاً، وتتحكم جساءة الإطار الأفقية في مقاومة الجسور والاعمدة ونقاط اتصالهما لعزوم الانحناء، كما تتحكم ايضاً

في الجساءة المحورية للأعمدة، وقوى القص المتراكمة أعلى أي من طوابق الإطارات الجاسئة تقاومها اجهادات قص في الاعمدة، التي تتقوس كما في الشكل التالي:



Rigid frame: Forces and deformations.

ونتيجة هذه التشوهات في عناصر الإطاربفعل اجهادات القص التي تساهم في تكون اجهادات جانبية تؤثر على الإطار ككل تظهر من خلال تقوس في الإطار، يكون أعلى ما يمكن في الجزء السفلي للإطار وقل في الجزء العلوي كما في الشكل التالي:



Shear wall-frame interaction

النظام المختلط أو الثنائي (Shear wall-frame interaction system OR Dual system):

هو نظام خليط من الإطارات المقاومة للعزوم وجدران القص المصممة لمقاومة القوى الجانبية كلاً بحسب جساءته النسبية، مع الأخذ بالحسبان التفاعل بين جدران القص والإطارات على كافة

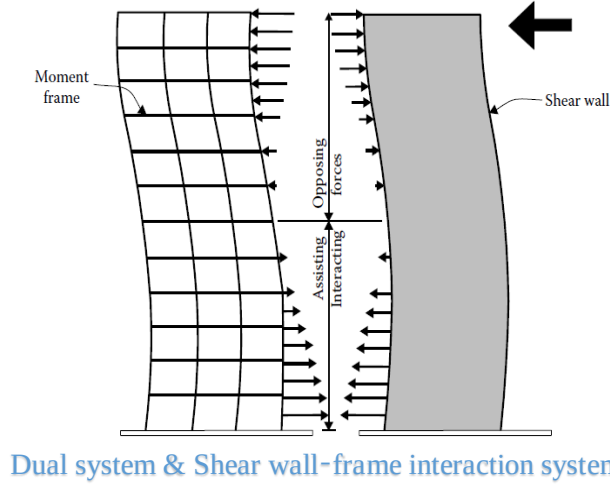
المستويات عندما يكون الإطار جاسئ (متصل بعقد جاسئة)، اما عندما تكون جساعته قليلة نسبياً الى جساءة جدار القص يمكن اهمال مشاركته في هذا الحالة. وبناء على نسبة مشاركة الإطار في قوى القص القاعدي تم تقسيم هذا النظام الى قسمين هما:

١) النظام المحتل Dual system:

عندما تكون نسبة مشاركة الإطار من قوى القص القاعدي أكثر من او تساوي ٢٥%، وتكون قيمة معامل تخفيض القوة R تساوي (٦.٥) بحسب الكود (IBC97).

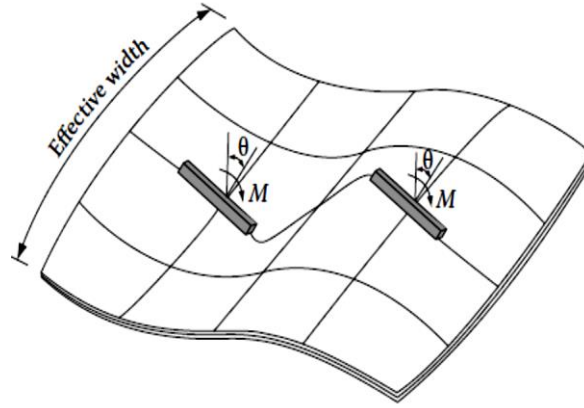
٢) النظام التبادلي Shear wall-frame interaction System:

عندما تكون نسبة مشاركة الإطار من قوى القص القاعدي أقل من ٢٥%، وعندها تكون قيمة معامل تخفيض القوة R تساوي (٥.٥) بحسب الكود (IBC97).



نظام البلاطات الفطرية مع الاعمدة (Flat Slab-Frame System):

احد ابسط تقنيات إطارات المباني المرتفعة، يتكون من نظام البلاطات في الاتجاهين توزع احمالها مباشرة الى الاعمدة دون الجسور، ويسمى بنظام البلاطات الفطرية FLAT SLAB، وله اشتراطات خاصة وتفصيل محددة في كود UBC97 لابد من تحقيقها في المنشآت في المناطق الضعيفة الى المتوسطة زلزاليا A,B، للمنشآت التي لا تتجاوز ١٠ طوابق لتحقيق اقتصادية في المنشأ بناء على متطلبات واشتراطات الازاحة الجانبية في الكود ACE 318-05/08، ويحذر من استخدامه في المناطق الخطرة زلزالياً نتيجة للتشوهات في تسليح البلاطات بسبب تركيز الاجهادات العالي الذي ينتج بسبب سلوك البلاطات المرنة عند تعرضها للأحمال الجانبية بالتوافق مع الجدران ايضاً كما هو موضح في الصورة التالية:



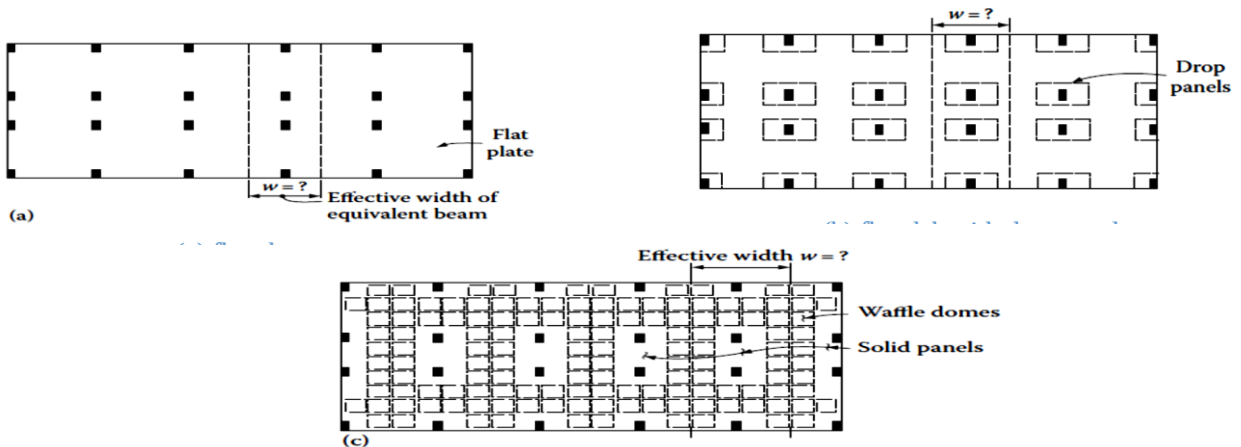
Response of flat slab-frames to lateral loads: Displacement compatibility between slab and walls.

فكرة هذه الإطارات الرئيسية تتمثل في ان جزء من البلاطة الفطرية يسلك سلوك الجسور المخفية عند تعرض المنشأ للأحمال الجانبية مكونة مع الاعمدة نظام الإطار المقاوم للعزوم وقوى القص، ولا تقتصر أنواع البلاطات في هذه الإطارات على البلاطات الفطرية فقط انما يمكن استخدام (flat plate, flat slab, or waffle slab)، وقد تكون الـ flat slab مع (column capitals, drop panels) او كلاهما كما في الصور التالية:

في حالات Flat Slabs تتم إضافة Drop Panels, Column Capital في منطقة الاعمدة لغرض رفع مقاومة الإطار لقوى القص وعزوم الالتواء في مناطق الاعمدة التي تعتبر الأكثر حرجاً، حيث يتم تصميم Drop Panels باعتبارها جزء من البلاطة في تصميمها، ايضاً Column Capital يتم اعتباره جزء من العمود ويصمم مع طول العمود. وللتوضيح أكثر في

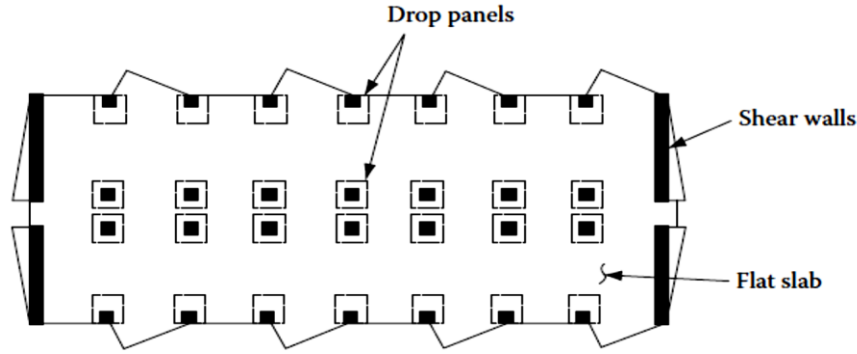
المرجع المرفق (Reinforced Concrete Design of Tall Buildings-Bungale S. Taranath, Ph.D., P.E., S.E.).

نظام البلاطات الفطرية مع جدران القص (Flat Slab-Frame With Shear Walls)



ولا يختلف كثيراً عن النظام السابق باستثناء إضافة جدران القص كما يوضحه الشكل اللاحق، ويصبح من غير الجدوى استخدام هذا النظام عندما تزيد الطوابق عن ١٠ طابقاً، وتعتبر البلاطات هي عامل الازدواج الوحيد في ربط الجدران مع الاعمدة، وتصبح البلاطات هي نقطة

ضعف هذا النظام عند تبديد طاقة الاحمال التي تتعرض لها، عند حدوث دوران بما فيه الكفاية لجدران القص نتيجة قوة الزلازل تتحول قوى القص من البلاطة الى الحافة الداخلية للجدران نتيجة تشوهات البلاطة وتأثير قوة القص حول الاعمدة ليصبح النظام ضعيف الاستجابة الهيدروستاتي. لهذا شدد الكود ACI 318-08 على استخدام هذا النظام وفقاً لسماكة محددة في الجزء من البلاطات المكافئ والذي يعمل عمل الجسور في حالة الاحمال الجانبية، وحدد كود الاحمال UBC97 فقد حدد بعد هذا الجزء الذي يكافئ الجسور في هذا النظام في المناطق الخطيرة زلزالياً zones 3 and 4 تساوي (عرض العمود + ١.٥ × سماكة البلاطة).



Flat slab-frame with shear walls.

نظام اللب الخرساني (Core-Supported Structures):

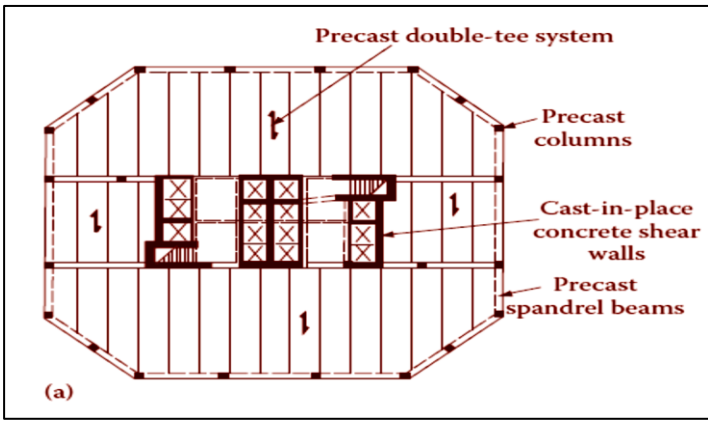
وهي عبارة عن جدران القص الزوجية التي تتموضع حول الأجزاء الخدمية في المنشآت المصاعد والسلالم مكونة نواة تعتبر نظام خاص له القدرة على مقاومة انتقالات الاحمال الجانبية المؤثرة على المنشأ في الاتجاهين، ومميزات هذا النظام يجعل المنشآت من النوع الخاصة التي تستطيع مقاومة قوى القص وعزوم الالتواء في الاتجاهين وأيضاً تقاوم عزوم الفتل (اللي) خاصةً عندما يتم وضع العتبات رابطة فيما بين الفتحات.

شكل اللب الخرساني يحدد نموذجياً بحسب اشتراطات المعماري بالنسبة لشكل وأماكن تموضع المصاعد والسلالم، وتختلف ما بين اللب الخرساني المستطيل فقط، أو قد تكون متعددة اللب الخرساني (أكثر من نواة مركزية).

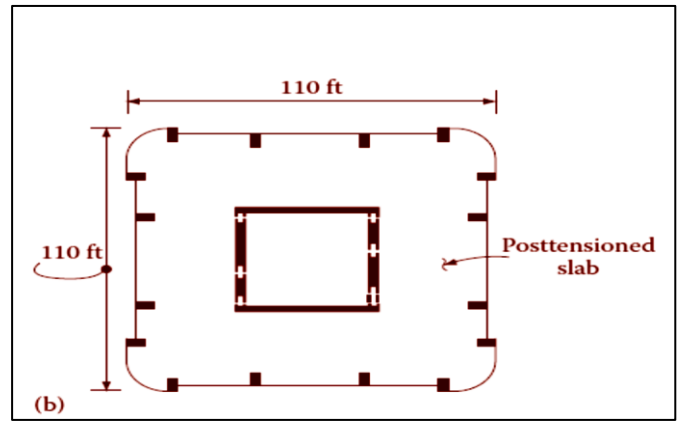
ارتباط الإطار للمنشأ فيما حول النواة عادةً ما يكون نظام مثل الخرساني المصبوب في الموقع ذو الحديد الطري أو الخرسانة مسبقة اجهادات الشد والموضحة في الاشكال التالية:

نظام جدران القص الزوجية (Coupled Shear Walls):

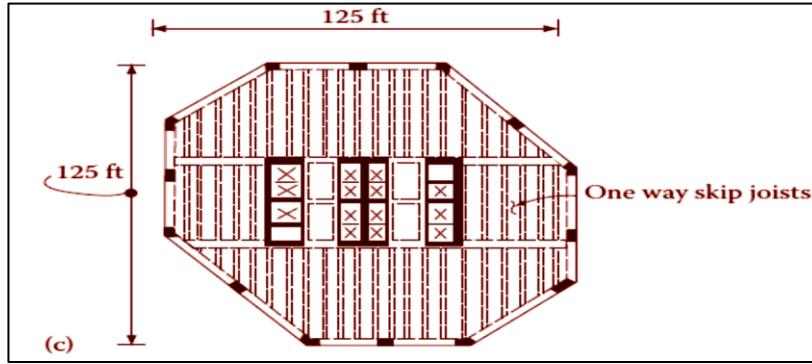
وفي هذا النظام يتم ربط جدران القص فيما بينها بواسطة جسور جاسئة تسمى (coupling beam) تجعل الجدران زوجية ذات جساءة أكبر بكثير من جساءة نفس العدد من الجدران الموزعة مفردة في المسقط الأفقي للمنشآت، ويكون اقتصادياً إلى حدود الـ ٤٠ % طبقاً. وتقاوم الجدران قوى القص في الاتجاهين عند الزوجية المتعامدة فيما بينها، ولكن دون الإخلال بالوظيفة المعمارية واشتراطات التقسيم الداخلي، لهذا يضل توزيع الجدران حول المصاعد والسلالم وحول الأعمدة المساعدة هو الخيار الأول عند التوزيع، وتبقى مقاومة أحمال وعزوم الالتواء هي المتحكمة في مسألة تحديد أماكن الجدران.



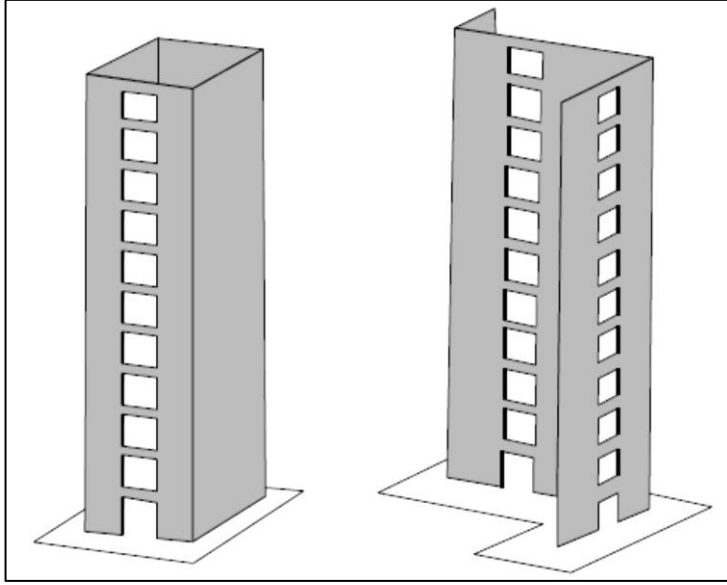
Cast-in-Place Shear Walls with Precast



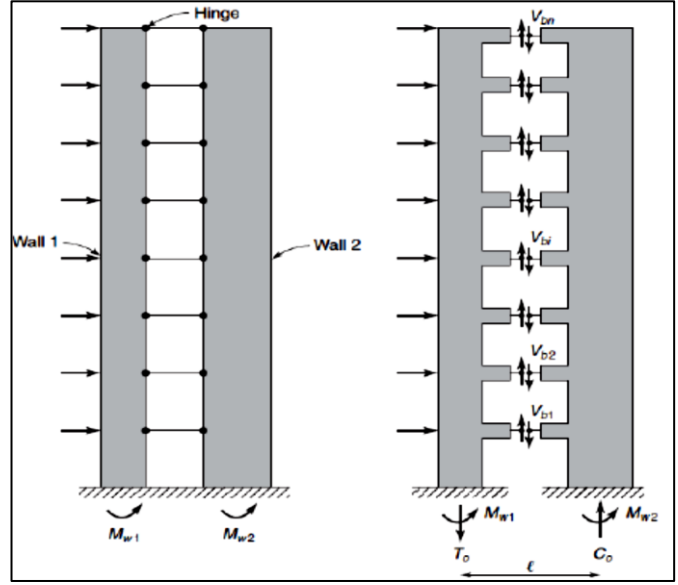
Shear Walls with Posttensioned Flat



Shear Walls with One-Way Joist



Coupled shear walls

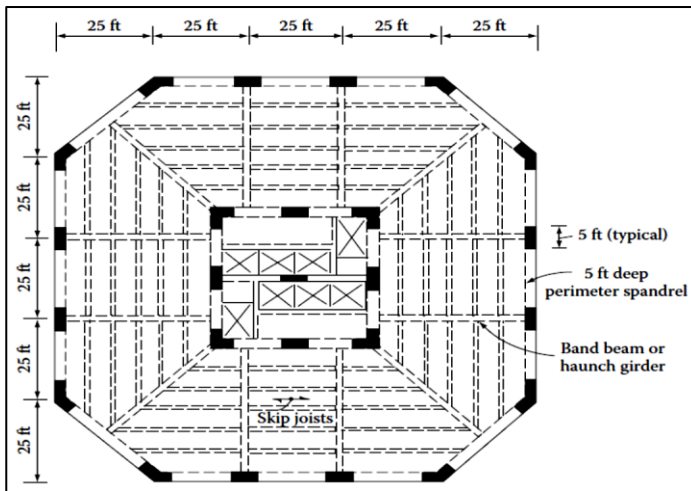


(a) Hinged Coupling Beams

(b) Stiff Coupling Beams

نظام التيوب مع الاعمدة المتباعدة (Tube System With Widely Spaced Columns)

ويتكون النظام من الاعمدة متباعدة متصلة بصورة مغلقة لتكون نواة من الاعمدة في وسط المنشأ، ومتصلة بأعمدة متباعدة في الأطراف مكونة نظام (Tube)، وتستخدم في المنشآت العالية الفريدة، ويتم استخدام أي من أنظمة البلاطات في سقوف الطوابق وفقاً للمسافات بين الاعمدة وانتظامية المسقط، وعادة ما تكون المسافات بين الاعمدة في نواة المسقط نحو (2.5m - 5m)، وتقاوم القوى الجانبية بواسطة الاعمدة ولهذا تستخدم أعمدة ذات جساءة كبيرة وعادة لا تقل عن (1.0m) كما في نظام المنشأ التالي:



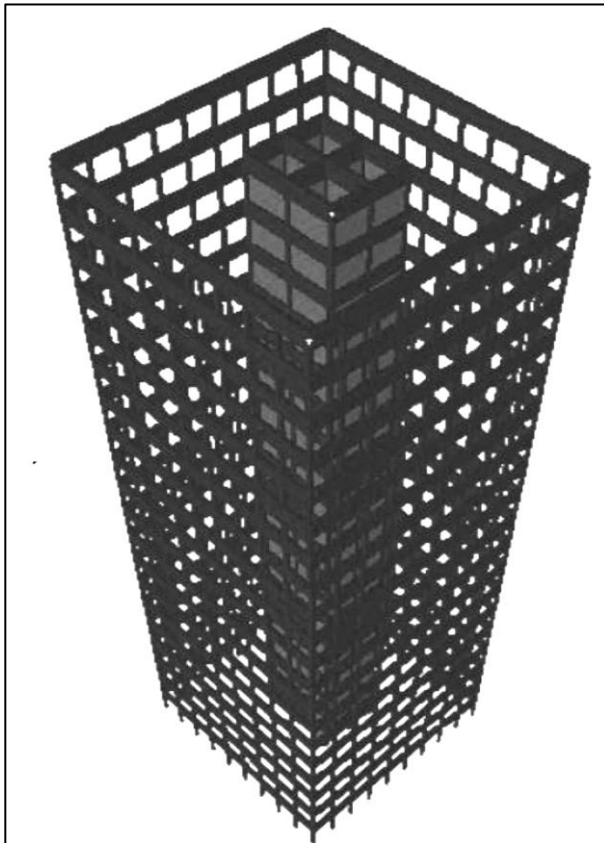
Tube building with widely spaced perimeter columns



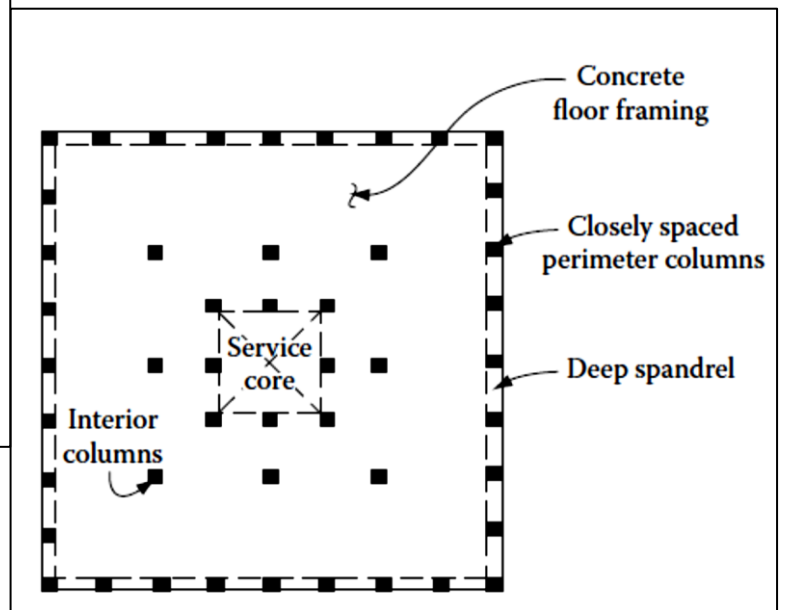
كما ان هناك أنظمة أخرى وصور أخرى تتركب من نظام التيوب، كما سيرد ذكره في التالي ودون التعمق في شرح تفاصيلها وللتوضيح أكثر في المرجع المرفق (Bungale S. Reinforced Concrete Design of Tall -Taranath, Ph.D., P.E., S.E. Buildings).

نظام التيوب الإطارية (Frame Tube System):

ولا يختلف كثيراً عن النظام السابق في فكرة عمل النظام وتوزيع الأعمدة على محيط المنشأ، ويعمل في هذه الحالة عمل الكابولي الرأسي، وعندما تتجاوز نسبة أبعاد المسقط الأفقي عن ١:٢.٥ يفضل استخدام تدعيم جانبي لتخفيض مقدار الإزاحات التي قد تحدث لعناصر النظام، ويكون هذا النظام اقتصادياً لحوالي ٤٠ طابقاً وفقاً لعوامل مثل أبعاد وحجم الأعمدة والمسافات بينها، وأبعاد المحيط الخارجي للنظام كما في المنشأ التالي:



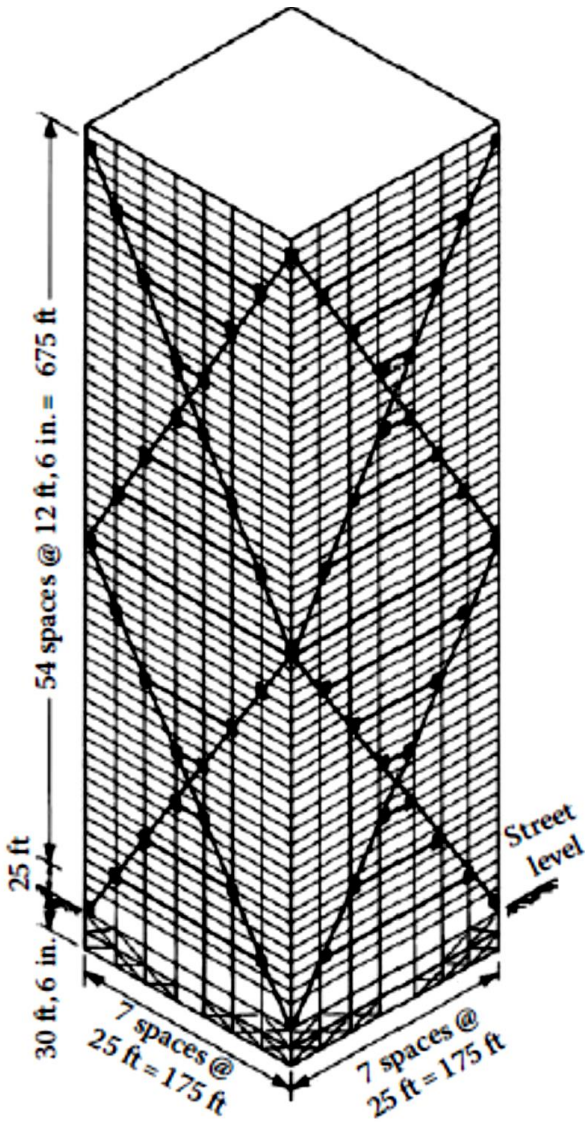
Frame tube building



نظام (Exterior Diagonal Tube System):



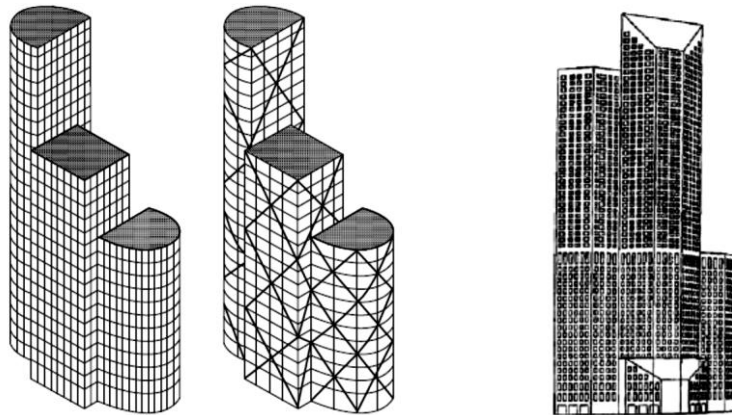
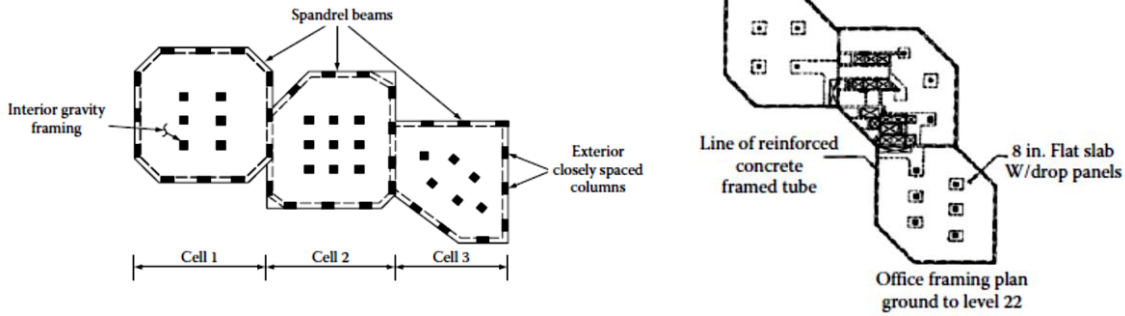
ويتم تدعيم النظام السابق (Frame Tube System) تدعياً قطري خارجي كما في المنشأ التوضيحي اللاحق، مما يزيد من إمكانية استخدامه في منشآت أطول، ومسافات أطول بين الأعمدة كما في المنشأ التالي:



Exterior diagonal braces in a tall steel building.

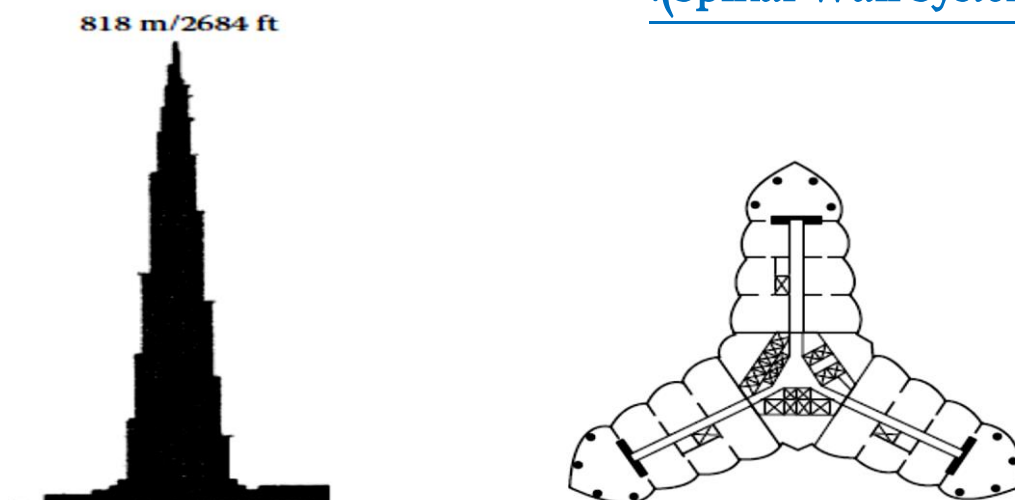


نظام (Bundled Tube System)



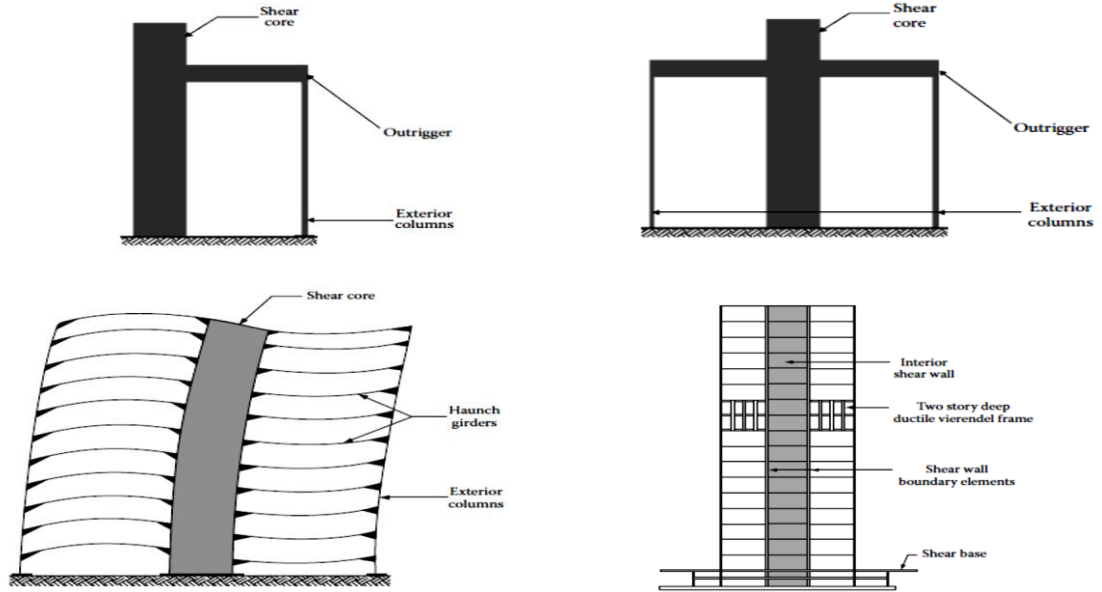
Examples of Bundled Tube System

نظام (Spinal Wall System)



Burj Dubai: Spinal Wall System

نظام الدعام الممتدة وجدران العزم (Outrigger And Belt Wall System)



Outrigger and Belt Wall System

• عوامل اختيار الأنظمة الإنشائية:

وتختلف هذه العوامل عند اختيار النظام المقاوم للاحمال الجانبية عن عوامل اختيار النظام المقاوم للاحمال الرأسية مع مراعات الالتزام بالعوامل التي ينبغي الحصول على الأنظمة الإنشائية التي تحققها وهي:

A. اقتصادية التكلفة (Economical of Cost).

B. الاستقرار والأمان (Stability and Safety).

C. الخدمة (Serviceability).

• عوامل اختيار النظام المقاوم للاحمال الرأسية (Gravity Loads System):

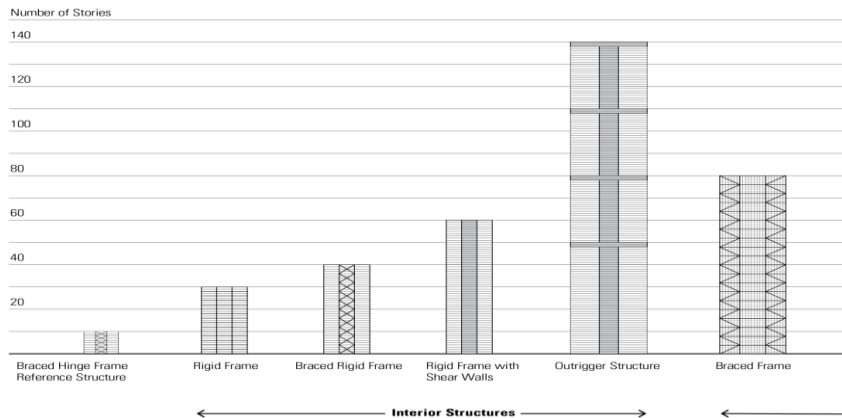
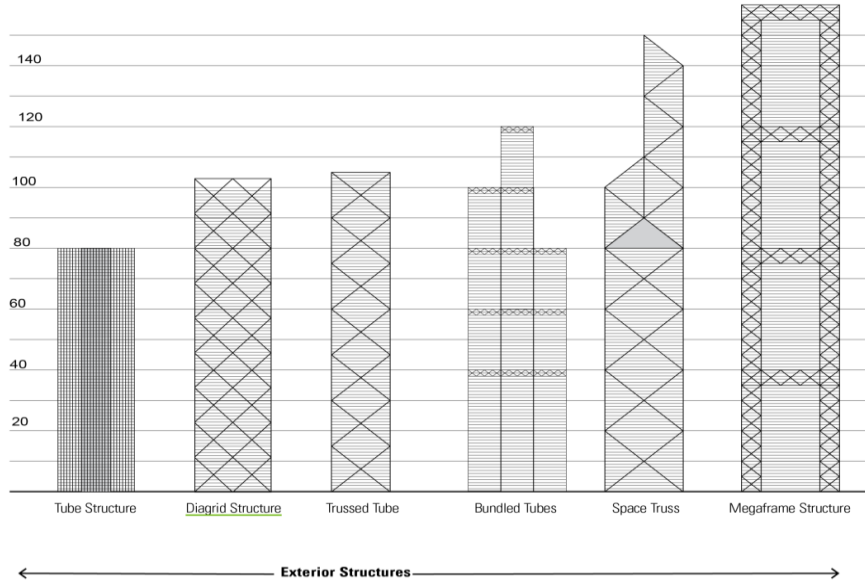
ويتم اختيار هذا النظام وفقاً لعدة عوامل مثل:

- ١) الشكل الهندسي للمسقط الافقي لموقع الانشاء
- ٢) البحور والمسافات بين الاعمدة (Spans).
- ٣) التقسيمات المعمارية وأماكن وأنواع الجدران.
- ٤) الوظائف الاستثمارية والمعمارية للمنشأة.
- ٥) النسبة بين ابعاد البلاطة الواحدة.
- ٦) عدد طوابق المنشأ حيث يفضل اختيار نظام بلاطات أخف كلما زاد عدد الطوابق.
- ٧) الاحمال الحية المؤثرة.

• محامل اختيار النظام المقاوم للأحمال الجانبية (Lateral Loads System):

ويتم اختيار هذا النظام وفقاً لعدة عوامل مثل:

- ١) نوعية المنشأ (خرساني، معدني الخ).
- ٢) نوعية القوى الجانبية التي يتعرض لها المنشأ (seismic, wind, impact Etc.).
- ٣) الارتفاع الكلي للمنشأ.
- ٤) المساحة الكلية للمنشأ.
- ٥) التقسيمات المعمارية وانتظامها خلال الطوابق.
- ٦) الوظائف الاستثمارية والمعمارية للمنشأ.
- ٧) الوزن الإجمالي للمنشأ.
- ٨) المنطقة الزلزالية التي يقع فيها المنشأ.
- ٩) حالة التربة أسفل موقع الإنشاء.



إشرافه:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب الثالث : الأحمال

حساب الأحمال

LOADS

DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م – اليمن – الجامعة الإماراتية الدولية

مقدمة عن الأحمال

تعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل المختلفة، والتي تكون احتمالات الزيادة في قيمتها لا تتعدى ٥% وذلك بناءً على نتائج إحصائية. وتؤخذ هذه الأحمال طبقاً للمواصفات والكودات المختلفة للأحمال وتشمل الأنواع التالية المختلفة والرموز الدالة عليها والتي يمكن منها تكوين المجموعات المركبة والمؤتلفة الآتية التي تؤثر على العناصر الخرسانية المسلحة في آن واحد والتي يكون لها التأثير الأكبر والأسوأ عن غيرها من المجموعات المؤتلفة أو المركبة الأخرى وهي:

١. الأحمال المباشرة:

وهي القوى التي عادة ما يتعرض لها العنصر الإنشائي أو المنشأ ككل وهي: -

- ١. الأحمال الدائمة أو الميتة (Dead Load) ويرمز لها (D.L).
- ٢. الأحمال الإضافية أو الحية (Live Load) ويرمز لها (L.L).
- ٣. الأحمال الديناميكية (Dynamic Loads)
- ٤. الأحمال الناتجة عن ضغط الرياح (Wind Load) ويرمز لها (W.L).
- ٥. أحمال الزلازل (Earthquake Loads) ويرمز لها (E).
- ٦. أحمال الثلوج (Snow Load) ويرمز لها (S.L).
- ٧. أحمال الأمطار (Rain Load) ويرمز لها (R).
- ٨. أحمال الجانبية الناتجة من ضغوط المياه الجانبية وضغوط تربة الردميات (T).

٢. الأحمال الغير مباشرة:

وهي القوى الناتجة عن:

- ١. تغيرات درجة الحرارة temperature changes.
- ٢. انكماش مواد المنشأ shrinkage of structural materials.
- ٣. هبوط النسبي أو المتفاوت لأساسات المنشأ settlement of foundations.
- ٤. الزحف Creep.

٣. الأحمال الدائمة أو الميتة Dead Loads:

تعرف الأحمال الدائمة بأنها القوى الناتجة عن الجاذبية الأرضية، كالأثقال الذاتية للمنشأ وأثقال العناصر الثابتة فوقها، والقوى الجانبية الدائمة المطبقة على المنشأ بشكل مباشر أو غير مباشر، مثل قوى الجاذبية المركزة على المنشأ جراء أثقال خارجية، كالأحمال الناتجة عند دفع التربة للجدران الساندة، أيضاً يدخل ضمن هذا التعريف: الأوزان للمنشأ وأوزان العناصر المركزة عليها بصورة دائمة، كالقواطع والجدران وأعمال التشطيبات والتكسيات كالبلاط والبياض وتمديدات التجهيزات والتربة المحمولة الخ. ويرمز لها بالرمز (Dead Load) D.L وتسمى الأحمال الميتة.

٢. كثافة المواد المستخدمة في المشروع:

وفقاً للاشتراطات المعمارية والمبينة على جداول المواد في المخططات المعمارية كانت كثافة المواد المستخدمة كالتالي.

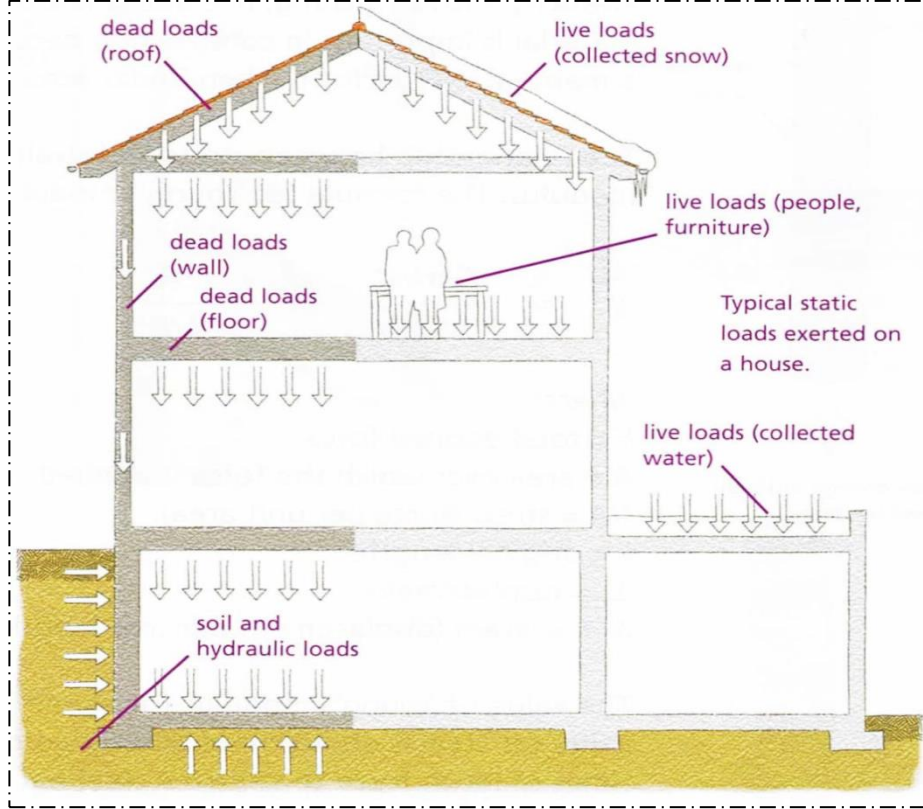
الكثافة (KN/m^3)	المادة
٢٤	الخرسانة العادية
٢٥	الخرسانة المسلحة
20	المونة الإسمنتية
٢٥	الرخام Marble
٢٤	Seramic
22	Mozico
٢٢	البلاطة الاسمنتية
١٤	البلوك المفرغ بسماكة 20cm
١٤	البلوك المفرغ بسماكة 15cm
١٦.٤٠	الرمل الطبيعي المدكوك (دفعان)
٣٠	البازلت
٢٨	الجرانيت
٢٧	الجيري
٢٣	الرمل*
٢٠	الطلاء

٣. الأحمال الإضافية أو الحية (Live Load):

ويقصد بها الأحمال الغير مثبتة وغير مطبقة على المنشأ بصورة دائمة، عادة تكون احمال متغيرة بصورة دورية، لاختلاف الوظيفة الاستثمارية للمنشأة بين الطوابق، وتفاوت أوقات التحميل بحسب ما يتطلب الاستعمال الاستثماري للمنشأ، وتسمى الأحمال الحية (Live Load) لحركتها الحية الدورية والتي من ضمنها الانسان والكائنات الحية الأخرى ويرمز لها بالرمز L.L وتشمل:

- الانتقال والاحمال الاستاتيكية التي يمكن نقلها من مكان الى اخر وبين الحين والآخر والتي تؤثر لمدة قصيرة فقط مثل وزن الأثاث والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة.
- أُنْقَال وأحمال مستعملي المنشأ والتي يجب أن يؤخذ لها تأثير عامل ديناميكي عند تقدير هذه الاحمال.
- الأثقال والأحمال التي قد يتعرض لها المنشاء أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات والمواد والعمالة.

يتم تحديد الأحمال الإضافية في بداية العمل الإنشائي من قبل المهندس المصمم، وفي حالة عدم تعيينها يمكن أخذها من كود البناء الخاص، وفي حالة عدم وجود هذه الأخيرة يمكن أخذها من جداول خاصة تعطي أحمال الاستعمال الدنيا.



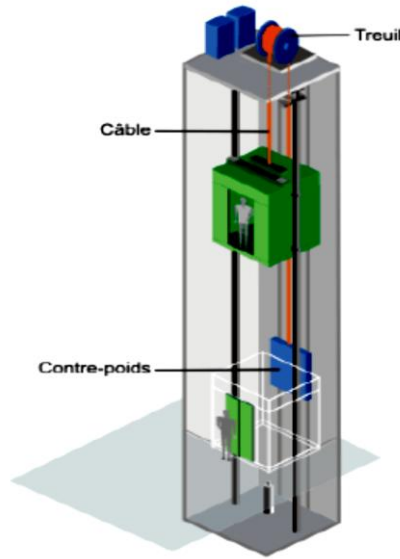
• الأحمال الديناميكية (Dynamic Loads):

وهي أحمال إضافية تنتج عند تعرض المنشآت أو العناصر الإنشائية إلى أحمال حية تسبب في المنشأ قوى ديناميكية مثل الارتجاج والاهتزازات عالية التردد، بالإضافة الى انها تحدث انعكاسات في نوعية الاجهادات المؤثرة عليها، وبالتالي لا يجب تجاهل تأثيراتها، إنما يجب أخذ التأثير الديناميكي لهذه الأحمال، عن طريق زيادة قيمة هذه الأحمال الحية بضربها في معاملات خاصة من هذه الاحمال:

✚ الآلات الثقيلة المترددة على المنشأ.

✚ المصاعد بأنواعها.

✚ الرافعات (over cranes).



• أحمال الرياح (Wind Loads):

وهي احمال تنتج بفعل قوى ضغط الرياح المؤثرة عمودياً على أسطح وواجهات المنشآت والمباني، بنظرية تفترض ان طاقة الرياح الحركية نتيجة لسرعتها تتحول الى طاقة حركية مكافئة فور اصطدامها بحاجز ثابت وفقاً للصيغة:

$$W_d = \frac{v^2}{1630} \quad (\text{KN/m}^2) \quad \text{الكود العربي الموحد}$$

حيث ان:

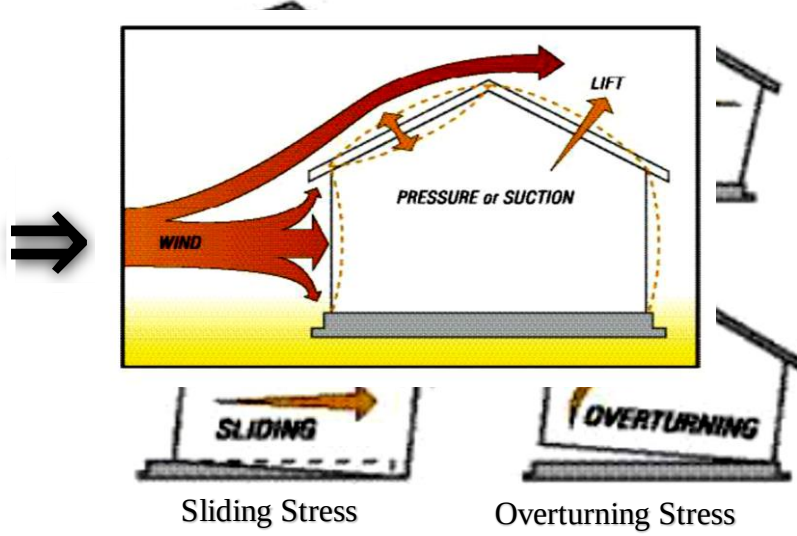
W_d = ضغط الرياح الحركي (الديناميكي) المكافئ لطاقتها الحركية نتيجة سرعتها
مقدر بـ KN/m^2 .
 V = سرعة الرياح التصميمية مقدرة بالمتر لكل ثانية.

تؤخذ قيم سرعات هبوب الرياح من سجلات دائرة الأرصاد الجوية للمنطقة المدروسة، ثم تسحب السرعة التصميمية كمتوسط هذه السرعات لكل اتجاه معرض للرياح على حده وفقاً للاشتراطات البعدية والمحددة في كود الاحمال.

⌘ تكون القوى الناتجة عن ضغط الرياح موجبة (ضغط) او دفع إذا كانت في اتجاه السطح الخارجي (wind word direction)، يقابلها في الاتجاه الاخر قوى سالبة للخارج بعيد عن السطح (سحب) (suction lee word direction).

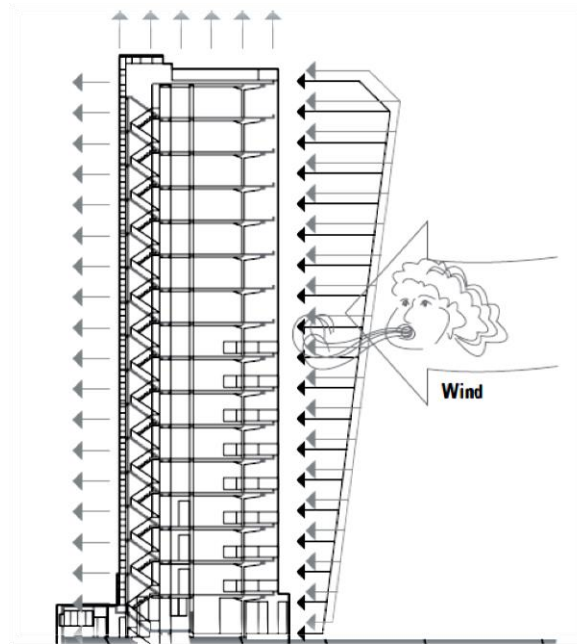
عندما تهب الرياح بمتوسط سرعة يقدر بحوالي (130 km/h) فأنها تسبب ارتفاعاً في امواج البحر يقدر بحوالي (13m)، مع حالة قليلة ونادرة يصل فيها ارتفاع الأمواج الى قيم قصوى

تقدر بحوالي (33m)، وهذه القيم الإحصائية تبين مدى قدرة الرياح على الاجسام التي تعترضها اعلى سطح الأرض، والمباني المرتفعة على وجه التحديد والموضحة كما في الصورة التالية:



وبصورة عامة فإن احمال الرياح تؤخذ في الاعتبار في الحالات الآتية:

- المنشآت والمباني التي يزيد ارتفاعها عن 60متر.
- المنشآت والمباني التي يزيد ارتفاعها عن أربعة اضعاف اقل بعد عرضي لها.
- المنشآت والمباني ذات الاشكال الغير منتظمة وغير المألوفة.
- المنشآت والمباني المزمع انشاؤها في مناطق غير عادية مثل أسطح وقمم الجبل.
- المنشآت والمباني ذات القابلية للاهتزازات غير العادية تحت تأثير الرياح مثل الاسقف المعقلة.



وبالتالي عند مواجهة مثل هذه المنشآت، فعند حساب احمال الرياح لها ينصح بالآتي:

- ✚ ضرورة الحصول على قيم أقصى متوسط ساعي سنوي لسرعة الرياح من أقرب دائرة ارصاد جوية لموقع المنشأ، لكافة سنوات الرصد المتاحة، مع تحديد ارتفاع مكان قياس سرعة الرياح من سطح الأرض وطبيعة الموقع المحيط بمحطة الرصد.
- ✚ باستخدام أقصى متوسط ساعي سنوي لسرعة الرياح، يتم حساب ضغط الرياح الأساسي وتحليلها باستخدام الأسلوب الاحصائي للقيم القصوى للحصول على سرعة الرياح التصميمية وضغط الرياح الأساسي.
- ✚ الاسترشاد بنتائج اختبارات معملية سبق عملها على منشآت مماثلة، او التي يتم عملها على نموذج للمبنى نفسه في مختبر للرياح تحت ظروف تماثل بقدر الإمكان الظروف الطبيعية في موقع الانشاء، لتحديد معاملات توزيع ضغط الرياح على الاسطح الداخلية والخارجية للمبنى.
- ✚ استخدام الأسلوب الديناميكي في التحليل الانشائي لتحديد تأثير الرياح القوى والعزم والداخلية والتغيير في الشكل.
- ✚ في جميع الأحوال يجب الا يقل تأثير الرياح على هذه المباني عن ذلك الناتج عن استخدام احمال الرياح التصميمية المنصوص عليها في المراجعيات المتخصصة بالمنشآت الخرسانية.

• أحمال الثلج (Snow Loads):

يتم التطرق الى حساب احمال الثلج في المناطق المعرضة لتساقط الثلوج وفقاً لـ:

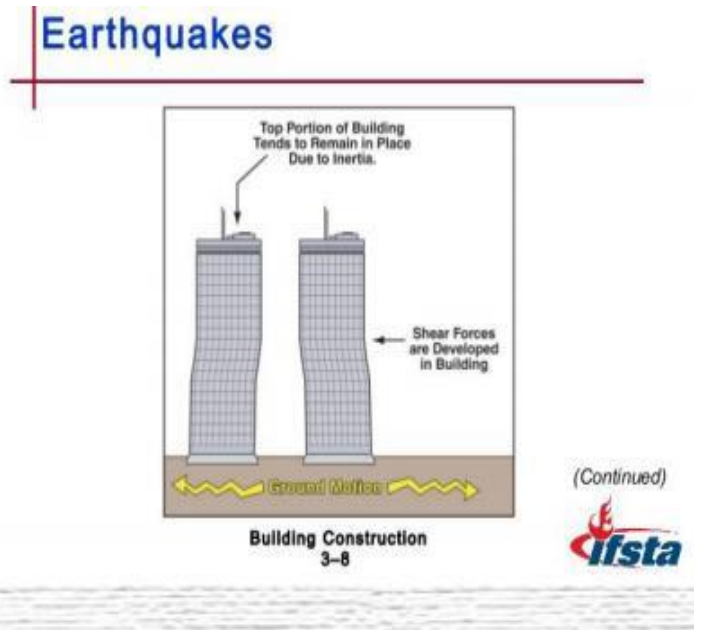
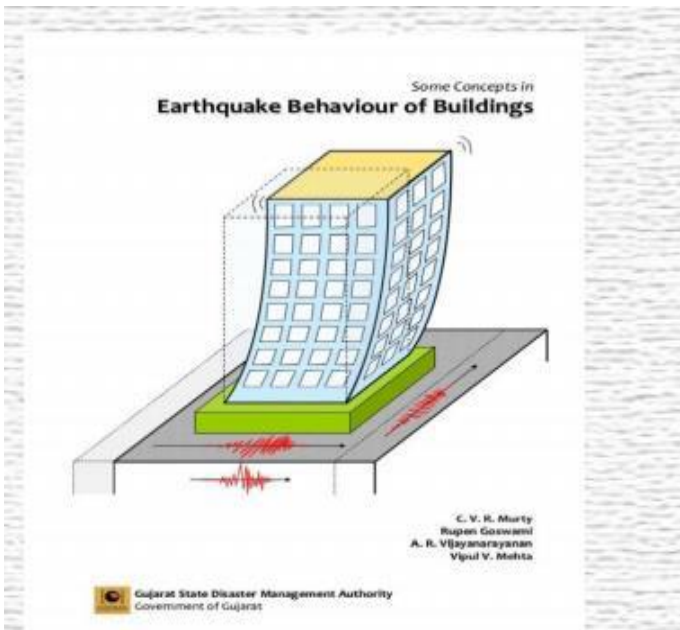
- الوزن الحجمي للثلج.
- سماكة طبقة الثلج الممكن تجمعها على سطح المباني.
- انحدار السطح المعرض لتساقط الثلوج.

- ✚ لم نتوسع في توضيح وحساب الاحمال الثلوج في المشروع كون صنعاء غير معرضة للثلوج.
- ✚ لم نتحدث عن بقية أنواع الاحمال لقصر الوقت وعدم استخدامنا لبعض الاحمال مثل احمال الامطار والاحمال الغير مباشرة بصورة عامة.

• أحمال الزلازل (Earthquake Loads)

يتم حساب احمال الزلازل عند تصميم المنشآت بحيث تتجاوب هذه المنشآت مع الزلازل، طبقاً لشدة الزلزال والنظام الإنشائي للمنشأة لتكون هذه المنشأة قادرة على التجاوب مع هزات متوسطة الشدة بدون تصدع إنشائي وقادرة على التجاوب مع هزات ذات شدة عالية نسبياً بدون انهيار كامل.

يتم تحديد معايير شدة الزلازل طبقاً لكل بلد بحسب اختلافات النشاط الزلزالي من بلد إلى آخر، بحيث تتعرف شدة الزلازل عن طريق معايير تعكس الضرر والإحساس الناتج منها وذلك عن طريق أحد أجهزة قياس الزلازل في محطات الرصد.



• تقدير أحمال الزلازل على المنشآت

تقدر احمال الزلازل على المنشآت باستخدام إحدى الطرق التالية :

Equivalent Lateral Force.

أ) طريقة الحمل الجانبي المكافئ

Modal Response Spectrum .

ب) طريقة طيف الاستجابة

Seismic Response History.

ج) طريقة منحنيات الاستجابة المسجلة

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Analysis, Section 12.8 ^a	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9 ^a	Seismic Response History Procedures, Chapter 16 ^a
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding 2 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 in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft 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

^aP: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{D5}$.

• تراكيب الأحمال والقوى (Load Combination) :

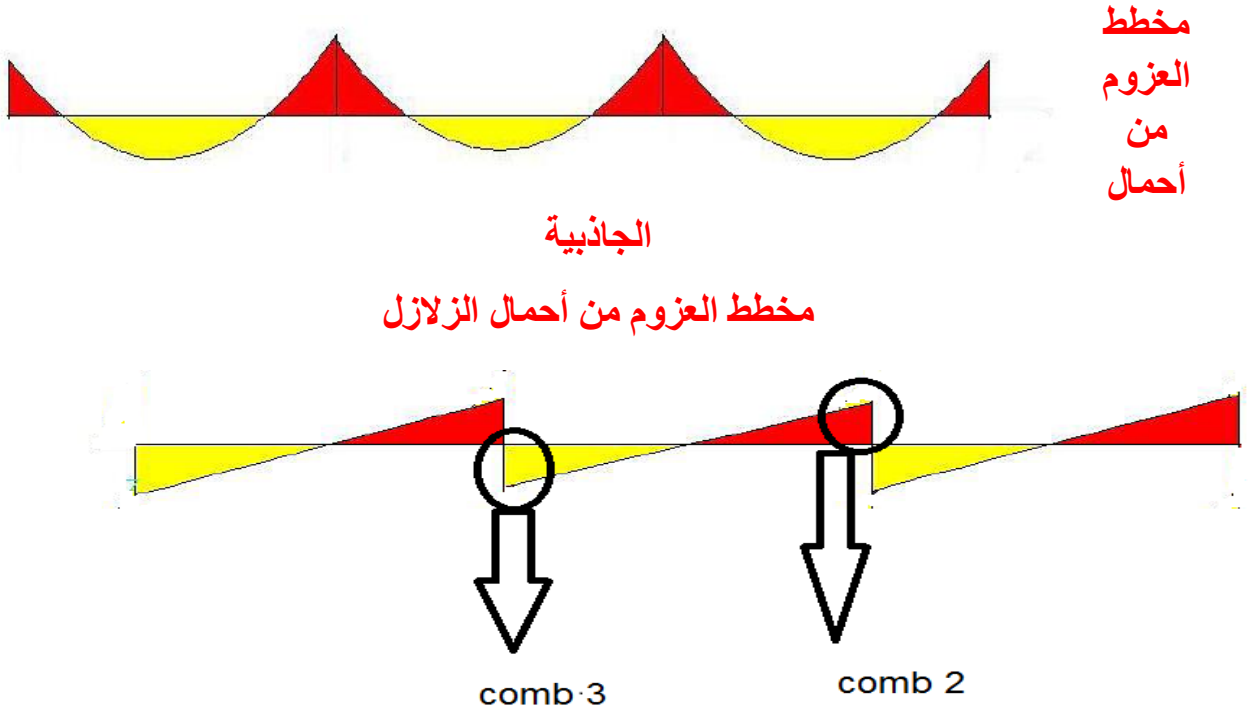
لقد تم تصميم جميع العناصر الإنشائية في مشروعنا بطريقة الحالة الحدية ، وقد قمنا باستخدام مركبات الأحمال طبقا للكود (IBC -2012) ، وهي كالتالي :

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S or R)
3. 1.2D+1.6(Lr or S or R)+(L or 0.5W)
4. 1.2D+1.0W+(f_iL or 0.5W)
5. 1.2D+1.0E+f_iL+0.2S
6. 0.9D+1.0W
7. 0.9D+1.0E

سوف يتم اهمال التراكيب التي تحتوي على احمال الرياح وما يهمنا في مشروعنا هو أحمال الزلازل فقط ويتم التصميم على التراكيب الخامسة والسابعة.

1. 1.2 DL+1.6 LL
2. 1.2D+1.0E+f_iL+0.2S
3. 0.9D+1.0E

والمركبة رقم (2) تكون حرجة عندما يكون تأثير أحمال الجاذبية (الميتة والحية) يضاعف تأثير الزلازل ، ومثال على ذلك العزوم السالبة في الجسور عند نقاط الاتصال مع الأعمدة كما في الشكل ، والمركبة رقم (3) تكون حرجة عندما يكون تأثير أحمال الجاذبية (الميتة والحية) معاكس لتأثير أحمال الزلازل ، ومثال على ذلك العزوم الموجبة في الجسور عند نقاط الاتصال مع الأعمدة كما في الشكل :



• القوة الزلزالية (E) ومركباتها :

$$E = \rho E_h \pm E_v$$

حيث :

E ← القوة الناتجة بسبب حدوث الزلازل .

ρ ← معامل الموثوقية ودرجة عدم التقرير (Reliability /Redundancy) وهو من أهم العوامل وهو يعبر عن مدى مطابقة النموذج الفيزيائي للنموذج التحليلي الذي تم اعتماده من اجل التحليل والتصميم ويعبر أيضا عن استمرارية العناصر واستمرارية خصائصها .

ويحسب من العلاقة التالية :

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max} \times \sqrt{A_B}} \leq 1.5$$

حيث :

r_{max} ← معامل القص النسبي الاعظمي في الطوابق الواقعة في الثلثين السفليين من المبنى .

A_B ← مساحة الدور الأرضي .

وللمنشآت الواقعة في المنطقة الزلزالية (2&1&0) ، فإنه يؤخذ مساويا للواحد.

E_h ← المركبة الأفقية للقوة الزلزالية ولها عدة حالات تحميل كما سيأتي.

E_v ← المركبة الرأسية للقوة الزلزالية ، وتحسب كنسبة من الحمل الميت كالتالي :

$$E_v = 0.5 \times C_a \times I \times DL$$

• التراكيب الزلزالية (Seismic Combination)

$$\begin{aligned} 1) & 1.2D \pm 1.0E + 0.5L \quad E = E_h + E_v \\ & = 1.2D \pm 1.0\{\rho * Q_E + 0.2 SDC * D\} + 0.5L \\ & = (1.2 \pm 0.2SDs) D + 0.5L \pm Q_E * + 0.2SDs \text{ is more critical} \\ & = (1.2 + (0.2 * 0.363)) D + 0.5L \pm Q_E \\ & = 1.2726 D + 0.5L \pm \rho Q_E \\ 2) & 0.9D \pm 1.0E \\ & = 0.9D \pm 1.0\{\rho * Q_E + 0.2 SDC * D\} \\ & = \{0.9 \pm 0.2 SDC\} D \pm 1.0 \rho * Q_E * - 0.2SDs \text{ is more critical} \\ & = \{0.9 - (0.2 * 0.363)\} D \pm 1.0 * 1.0 * Q_E \\ & = 0.8274D \pm 1.0Q_E \end{aligned}$$

كما نعلم أن حركة الهزة الأرضية تكون عشوائية وفي كل الاتجاهات ، وكما سبق وذكرنا أنه يتم اعتبار أن المركبات الأفقية لقوى الزلزال تكون في اتجاه محاور المنشأ الرئيسية ، أي أنها يمكن أن تكون بالاتجاهات $(\pm Y, \pm X)$ ، وبالتالي تنتج عدة حالات تحميل (أربع لكل اتجاه) كالتالي :

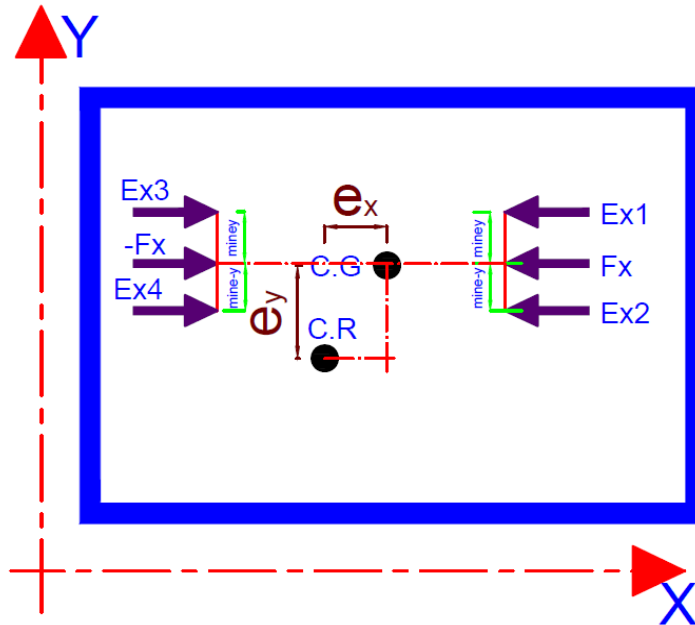
حيث أن :

e_y or $e_x \rightarrow$ existed eccentricity (اللامركزية المحسوبة)

$mine_y$ or $mine_x \rightarrow$ Accedintal eccentricity (اللامركزية الطارئة)

الأتجاه (X) :

• في

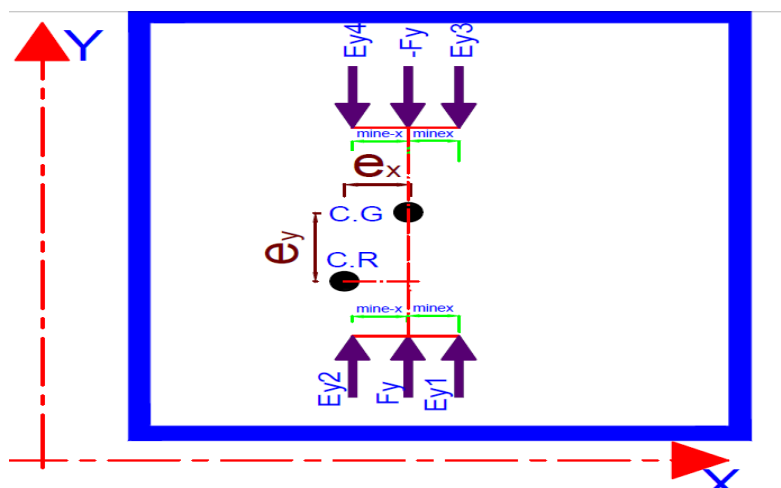


$$E_{X1} = F_X + F_X (e_y + mine_y)$$

$$E_{X2} = F_X + F_X (e_y - mine_{-y})$$

$$E_{X3} = -F_X - F_X (e_y + mine_y)$$

$$E_{X3} = -F_X - F_X (e_y - mine_{-y})$$



• في الاتجاه (Y) :

$$E_{y1} = F_y + F_y (e_x + mine_x)$$

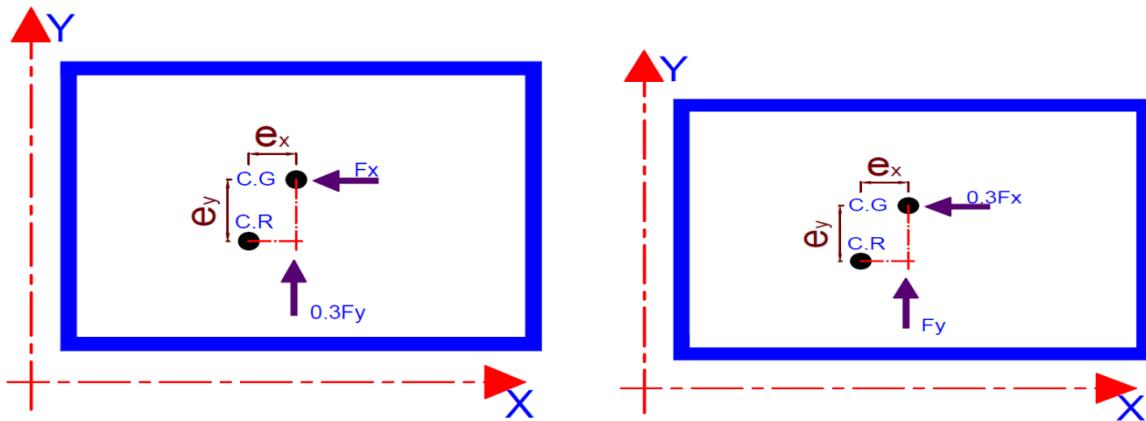
$$E_{y2} = F_y + F_y (e_x - mine_{-x})$$

$$E_{y3} = -F_y - F_y (e_x + mine_x)$$

$$E_{y4} = -F_y - F_y (e_x - mine_{-x})$$

• حالات ومركبات التحميل للعناصر التي تتأثر أحمال الزلازل في الاتجاهين:

مثل الأعمدة المربعة، حيث يتم تحميلها (100%) في اتجاه واخذ نسبة (30%) من الاتجاه الآخر، وتكون كالتالي :



أشراف:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –

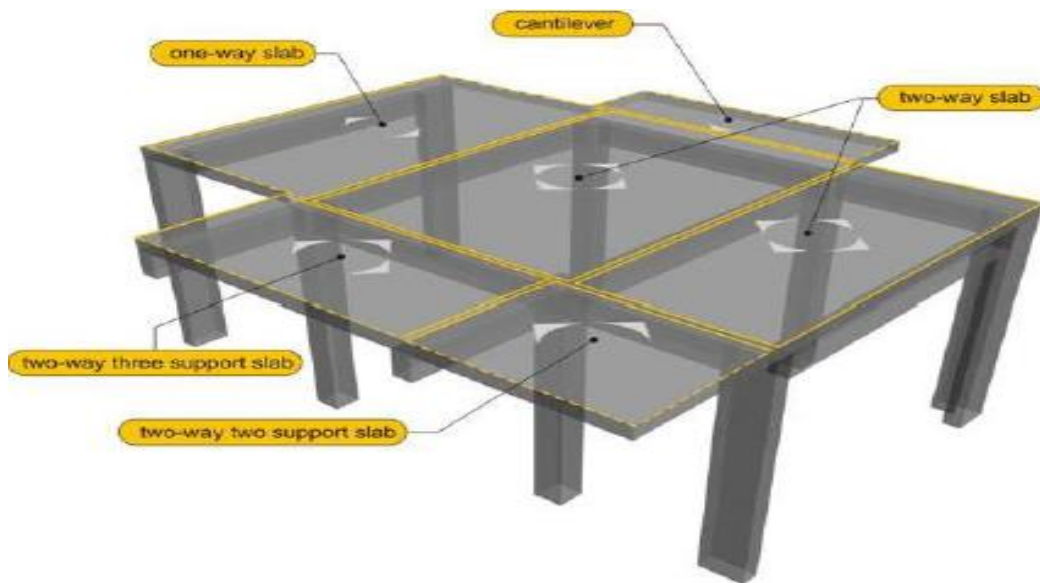
Sana'a University

الباب الرابع : البلاطات

تصميم البلاطات

Design of

SLABS



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية المسطحة التي تتوضع أفقياً في المنشاء وتعمل على نقل الأحمال إلى المساند وهي أما إلى الجسور أو إلى الأعمدة مباشرة أو إلى الجدران الحاملة لها وتكون سماكتها صغيرة مقارنة مع فضاءها

○ تصنيف البلاطات طبقاً لـ :

⌘ طريقة التهذيب :

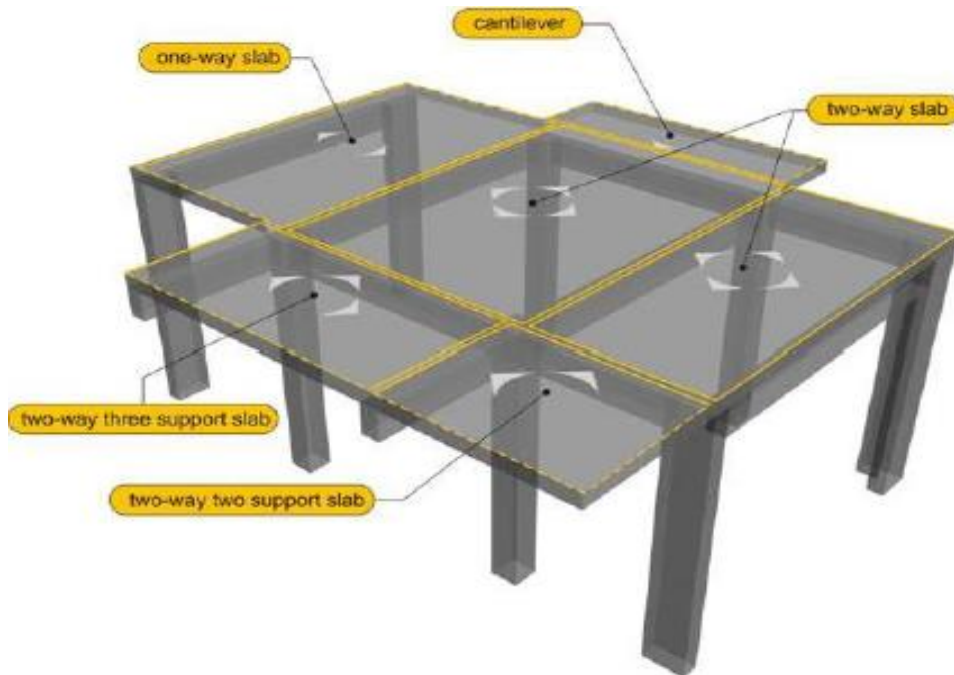
١- بلاطات مسمتة .

٢- بلاطات مفترقة .

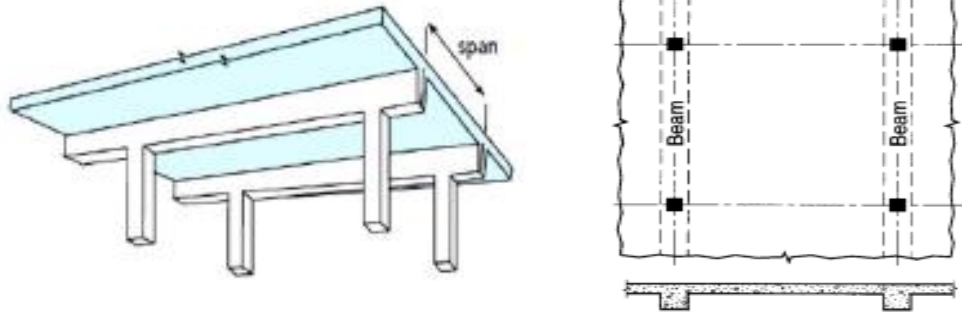
⌘ طريقة نقل الأحمال:

١- في اتجاه واحد .

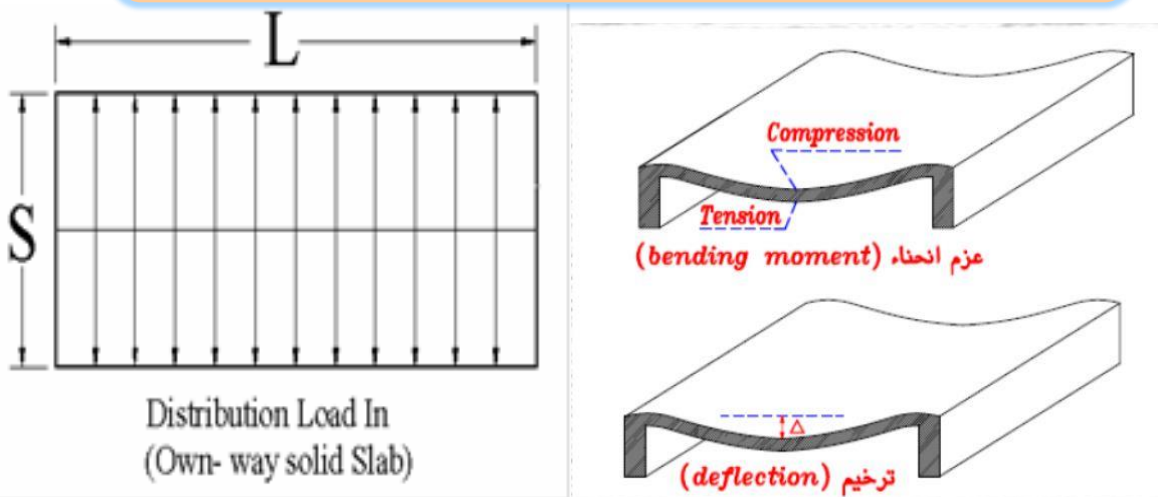
٢- في اتجاهين .



❖ : بلاطات مصمتة في اتجاه واحد (One way solid slabs)



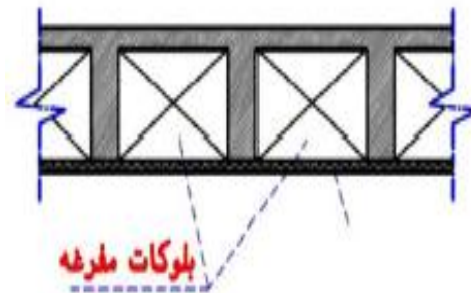
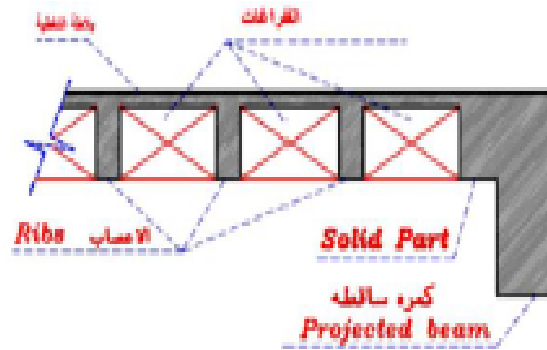
إذا كانت البلاطة مسندة من جهتين فقط ، سيحدها لها أبعاد في اتجاه عمودي على الحوائط المسندة.



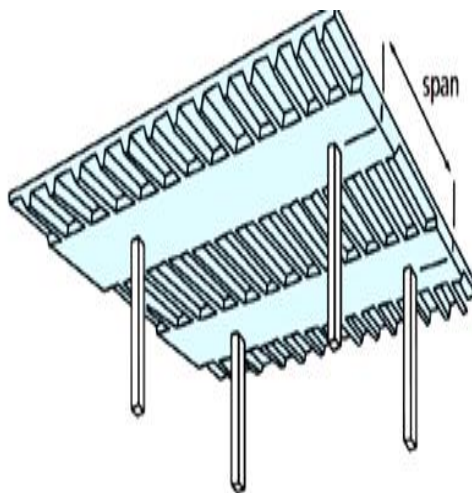
بلاطات محسبة في اتجاه واحد (One way ribbed slabs)

وهي بلاطات خرسانية مسلحة تتكون من فراغات متجاورة، تُشكل إما بواسطة قوالب مؤقتة تنزع بعد الصب، أو بواسطة قوالب دائمة تبقى ضمن سماكة البلاطة، تكون عادة من البلوك الإسمنت المفرغ المتجاورة وخفيف الوزن التي تحل محل الكميات الكبيرة من الخرسانة المسلحة والتي لا تقاوم اجهادات الشد، مع ترك فيما بينها مسافات تملأ بالخرسانة المسلحة تسمى بالأعصاب الحاملة وهي العنصر الرئيسي الحامل في هذا النوع من البلاطات، حيث توضع فيها التسليح الرئيسي، تعطي

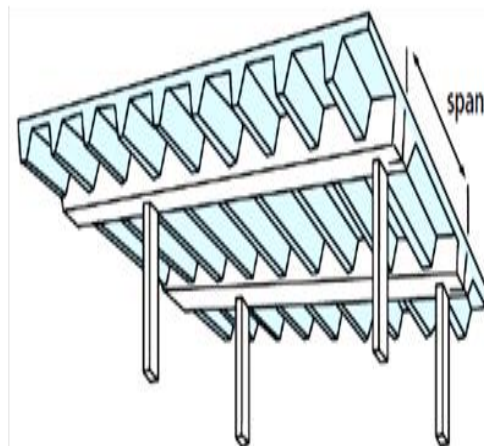
الاعصاب والفراغات طبقة من الخرسانة تسمى بلاطة التغطية او البلاطة العلوية (Top Slab) كما في الصورتين التاليتين:



وتنقسم بحسب استنادية الاعصاب فيها الى : قسمين :



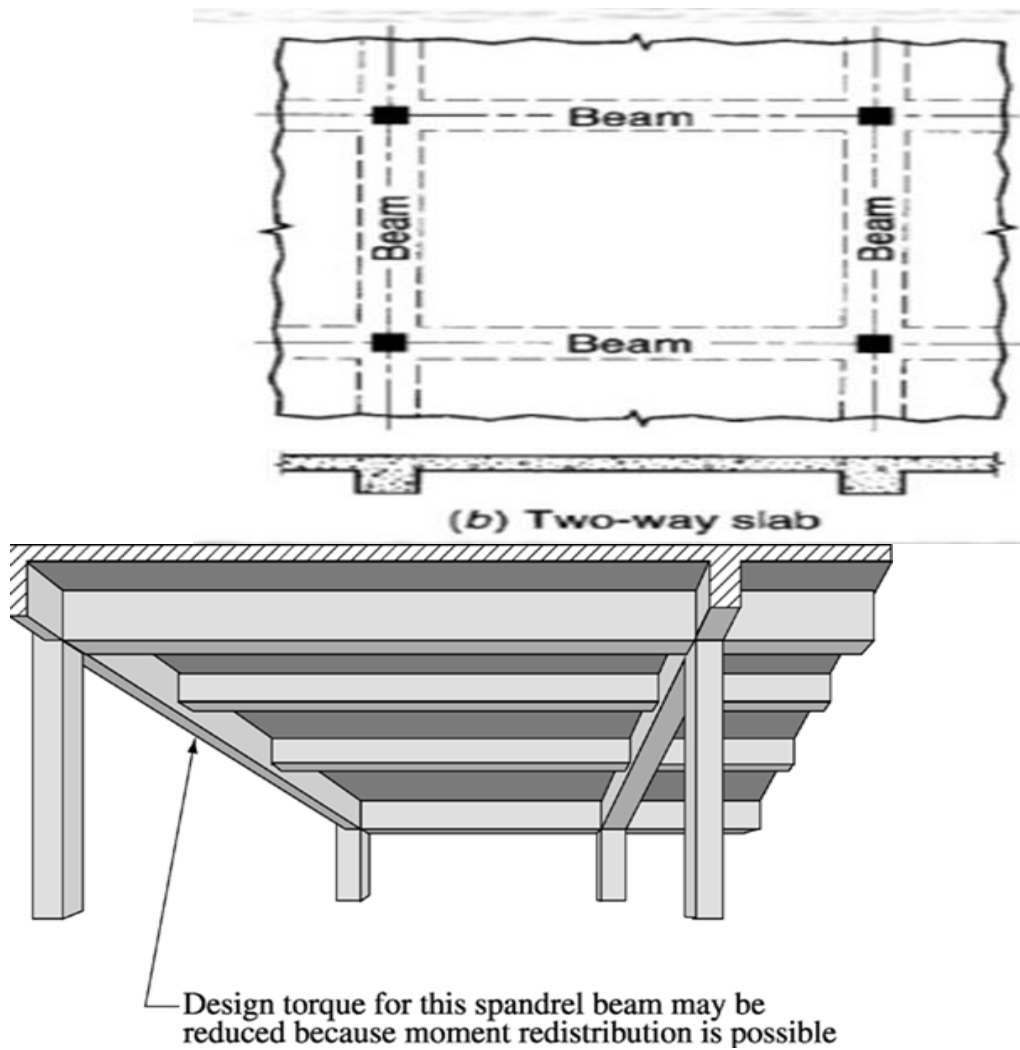
أعصاب مستندة على الجسور



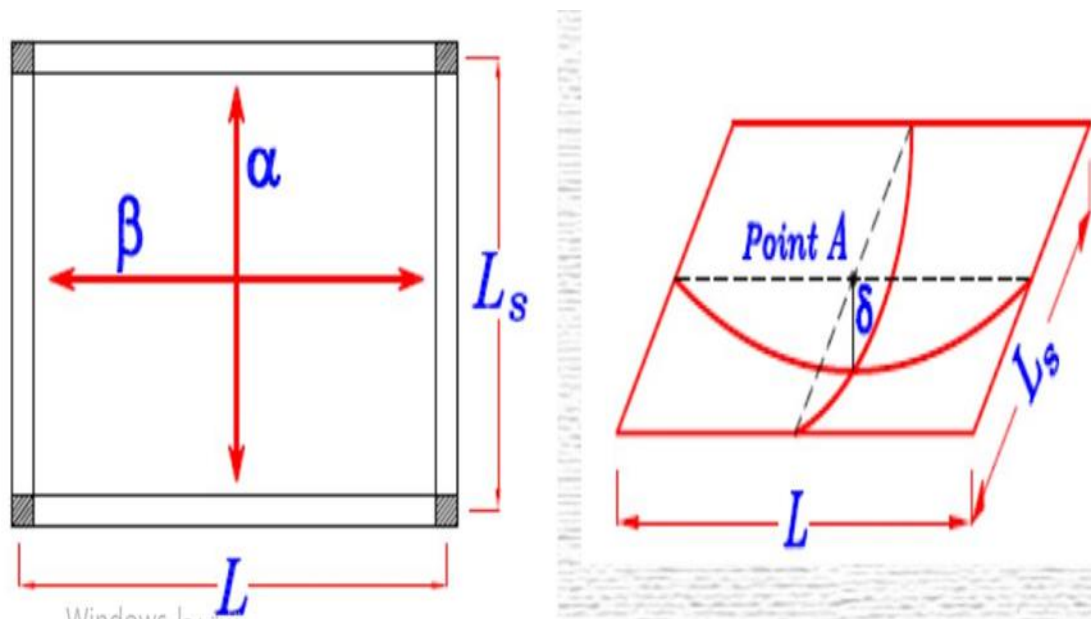
أعصاب مستندة على الجسور

البلاطات في اتجاهين (two way slabs) :

- بلاطة مسندة في اتجاهين (Two way solid slabs) :

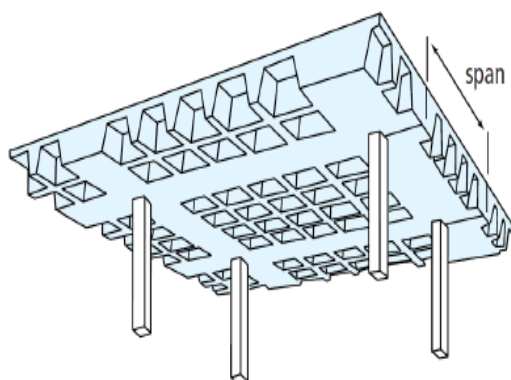


عندما تكون البلاطة مسنودة من الجهات الأربع ونسبة الطول الطويل الى القصير اقل من ٢ ، يعني ذلك ان البلاطة ستتحني في الاتجاهين..
حمل البلاطة سوف يتم نقله في اتجاهين الى الكمرات الأربع.

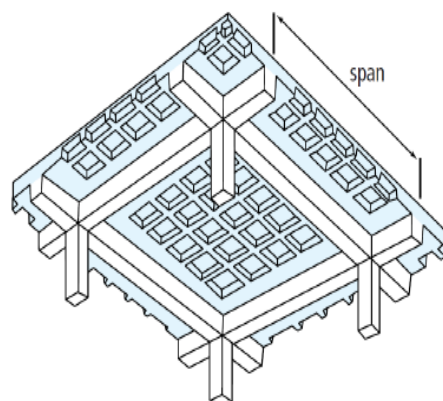


بلاطة مفردة (مربعة) في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs) .

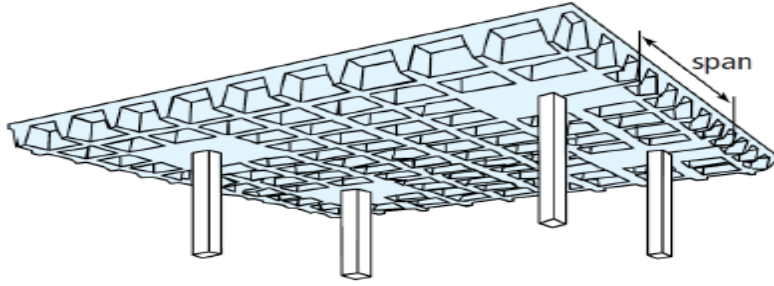
وتشكل الاعصاب في الاتجاهين وتنقسم بحسب استنادية الاعصاب أيضاً فيها الى:



أعصاب مستندة على الجسور المخفية



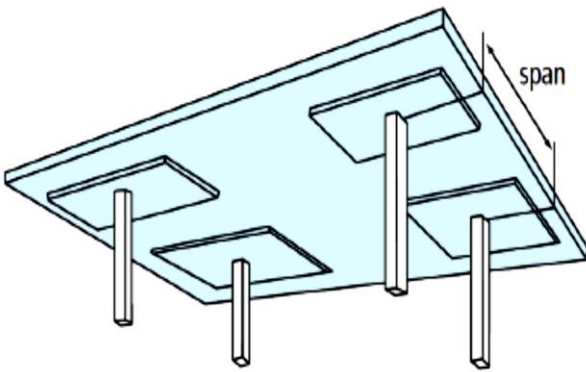
أعصاب مستندة على الجسور الساقطة



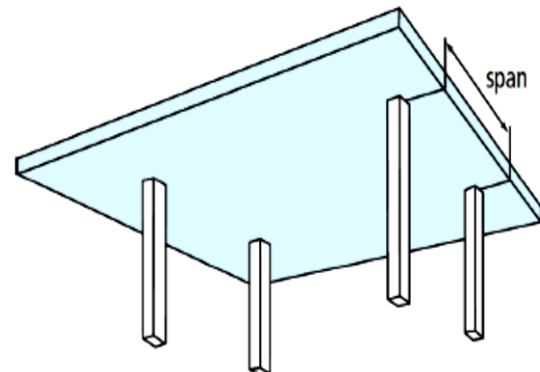
أعصاب مستندة على (Drop Panels) بدون الجسور وتسمى بـ (Waffle Slabs)

البلاطات الفطرية (Flat Plate & Flat slab) :

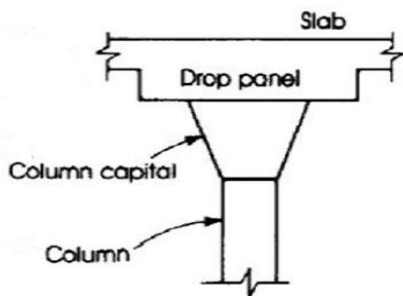
وهي بلاطات يكون فيها الاستناد مباشرة على الأعمدة، وتعتمد في سماكتها على مقاومتها لإجهادات الاختراق عند



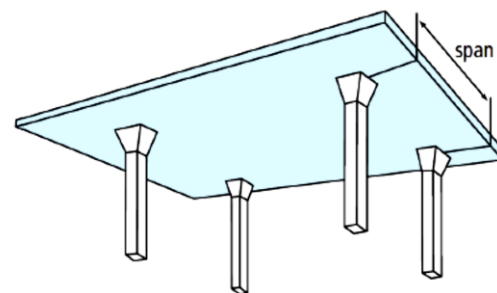
Flat Slab with Drop Panel



Flat Plate



Flat Slab with Drop Panel and Column Capital



Flat Slab with Column Capital

منطقة الاستناد (منطقة الأعمدة) ولمقاومة ذلك يتم تدعيم هذه المنطقة وفقاً لعدة صور كالتالي:

العوامل التي تعدد الأنسج 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:

١- نوعية المنشأة، فيما لو كانت منشأة عسكرية أو نووية أو سكنية أو تجارية أو تعليمية أو طبية أو غيرها من المنشآت المختلفة.

٢- طول البحر، ويعد هذا من أهم الأمور التي يجب مراعاتها عند اختيار نوعية البلاطة.

٣- الأحمال، ويتم هنا الاهتمام بالأحمال الحية نوعاً وكمّاً ليتم اختيار النوع المناسب من البلاطات في هذه الحالة.

٤- 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.

٥- التصميم والاختيار المعماري، فقد يحدد المهندس المعماري في التصميم نوعية معينة للبلاطة وعندها يجب الالتزام بها ولكن بمنطقية ومراعاة للمسافات والأحمال المطلوبة للبلاطة. إذ أنه من المستحيل إرضاء المهندس المعماري باختياره لنوع معين من البلاطات يصعب التعامل معها إنشائي.

٦- مقدار العزل المطلوب للصوت في المنشآت.

٧- اختيار صاحب العمل، وكذلك مع مراعاة المسافات والأحمال على البلاطة.

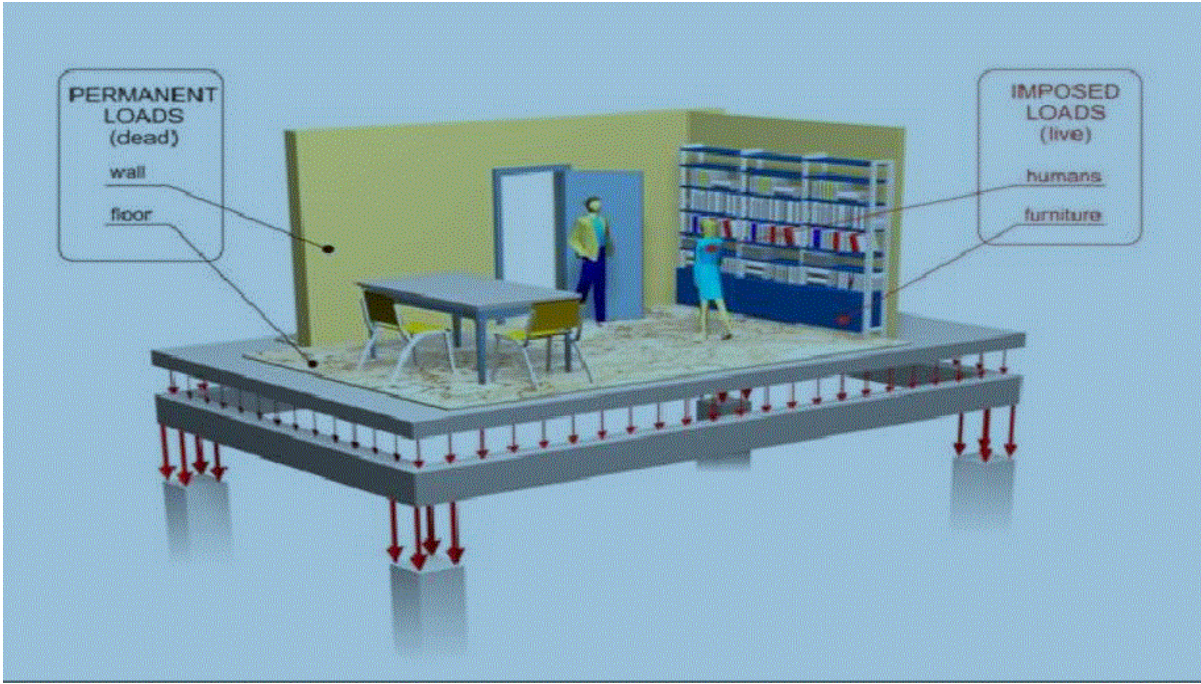
اختيار صاحب العمل، وكذلك مع مراعاة المسافات والأحمال على البلاطة.

ملاحظة:

في مشروعنا اخترنا البلاطات الفطرية اعتماداً على طلب المهندس المعماري وايضاً على طول البحر .

الاحمال والاطوال المسموحة لكل نوع من البلاطات :

نوع البلاطة	الطول (m)	الحمل KN/m ²	ملاحظة
بلاطة مصمتة مستندة على جسور في اتجاهين	6-9	3-6	تزيد الجسور من جساءة البلاطة. تتطلب شغل إضافي لعمل الجسور عند تنفيذها.
بلاطة مصمتة مستندة على جسور في اتجاه واحد	3-6	3-5	يمكن استخدامها للمسافات الكبيرة ولكن بتكلفة كبيرة. تتطلب شغل إضافي لقوالب الجسور.
بلاطة معصبة في اتجاه واحد	6-9	4-6	كمية أقل من الحديد والخرسانة. تكلفة أعلى للتنفيذ خاصة النوع الغير مملؤ 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	تكلفه الإنشاء منخفضة. سرعة في التنفيذ. جساءة منخفضة لمقاومة القص
بلاطة معصبة ومفرغة في اتجاهين Waffle	9-15	4-7.5	تكلفه اكبر للتنفيذ. للقاعات والمجالس الواسعة.



أحمال حية :

قيمه الحمل الحي تعتمد على نوع المنشأ وطبيعة استخدامه وعادة يتم الحصول على الأحمال الحية من خلال جداول تم إعدادها من قبل منظمات ومعاهد هندسية.

➤ أحمال ميتة وتشمل :

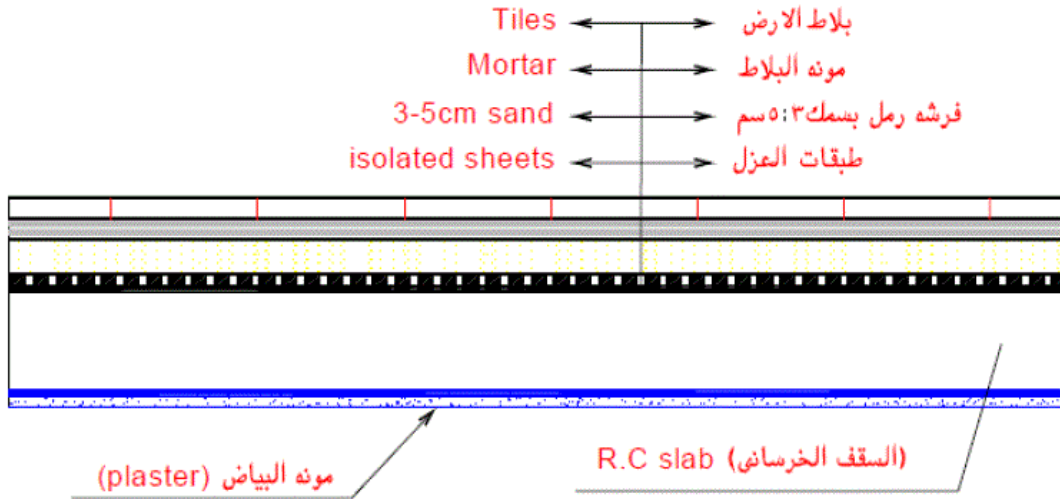
- الوزن الذاتي للبلاطة .
- وزن التشطيبات (حمل الغطاء , البلاط , الرمل , مونه) ..
- حمل موزع بانتظام مكافئ القواطع .

ملاحظة

الحمل المصعد المستخدم في تحليل البلاطات

٧٣

$$W_u = 1.2DL + 1.6LL \text{ (KN/m}^2\text{)}$$



• الاشتراطات الأساسية للبلاطات وفق كود التصميم المستخدم:

❖ الحد الأدنى من سماكة البلاطة:

• البلاطات ذات الاتجاهين :

قبل البدء في شرح فقرات الكود المحددة لأقل سماكة للبلاطات ذات الاتجاهين يوجد عدة عوامل مؤثرة على السماكة وهي كالتالي :

- ✓ الكمرات المحيطة بالبلاطة من جميع أو بعض الجوانب.
 - ✓ نسبة جسانة البلاطة إلى جسانة الكمرة المرتكز عليها (α).
 - ✓ مقاومة إجهاد الخضوع للتسليح (f_y).
 - ✓ أبعاد البلاطة الواحدة بين الركائز.
- يوجد نوعين لأقل سماكة للبلاطات ذات الاتجاهين هما كالتالي :

- (١) بلاطات بكرمات داخلية بين الركائز.
- (٢) بلاطات بدون كمرات داخلية بين الركائز.

أولاً: بلاطات بكمراء داخلية بين الركائز:

✓ إذا كانت ($\alpha_m \leq 0.2$) تطبق جميع ما ورد في البند (ACI- 9.5.3.2@05) الخاص بالبلاطات بدون كمراء داخلية بين الركائز ويتم استخدام الجدول التالي للحصول على السماكة المناسبة للبلاطة، ولكن يجب ألا تقل سماكة البلاطة في أي حال من الأحوال عن (125 mm) .

$f_y, \text{MPa}^\dagger$	Without drop panels [‡]			With drop panels [‡]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams [§]		Without edge beams	With edge beams [§]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

✓ وإذا كانت ($0.2 < \alpha_m \leq 2$) تطبق المعادلة التالية بحيث لا يقل السمك عن (125 mm):

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

✓ وإذا كانت ($\alpha_m > 2$) تطبق المعادلة التالية بحيث لا يقل السمك عن (90 mm):

$$\alpha = \frac{E_{cb} * Ib}{E_{cs} * IS} \quad \alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n}{n} \quad \beta = \frac{L}{S}$$

ثانياً: بلاطات بدون حمراء داخلية بين الركائز:

تؤخذ السماكة بحسب الجدول الوارد في البند () للحصول على السماكة المناسبة للبلاطة، ولكن يجب ألا تقل سماكة البلاطة في أي حال من الأحوال عن (125 mm) في حالة عدم وجود (Drop Panel) ولا عن (100 mm) في حالة وجود (Drop Panel).

$f_y, \text{MPa}^\dagger$	Without drop panels [‡]			With drop panels [‡]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams [§]		Without edge beams	With edge beams [§]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

□ حديد التسليح للحرارة والانكماش:

● البلاطات ذات الاتجاهين:

لا يستخدم حديد تسليح ثانوي للبلاطة ذات الاتجاهين حيث يتم الاكتفاء بتحديد التسليح المحسوب بالاتجاهين المتعامدين ، حيث يغطي هذا الحديد الاجهادات الناتجة عن درجة الحرارة والانكماش والمبينة في البند (ACI-05@7.12.2.1) من الكود والتي سبق ذكرها في البلاطات في اتجاه واحد.

□ الغطاء الخرساني:

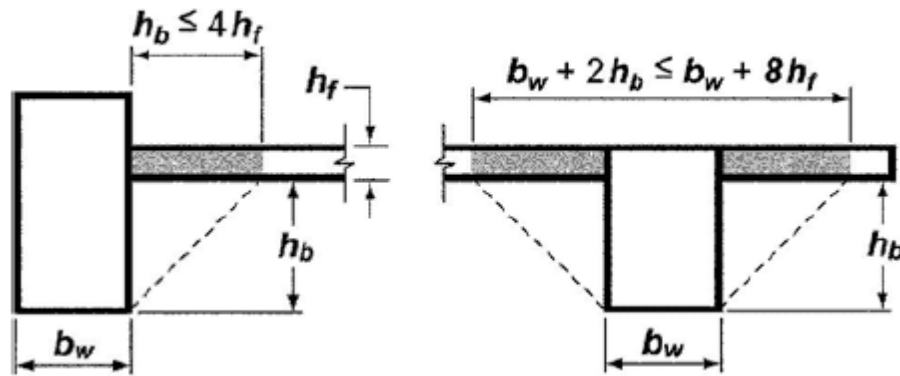
أقل سماكة للغطاء الخرساني في البلاطات يعتمد على أقطار التسليح الرئيسي في البلاطة كما موضح أدناه وحسب البند (ACI-05@7.7.1.c):

ACI-08 sec. 13.2.1 ينص على المبادئ العامة للبلاطات من هذا النوع وهي:

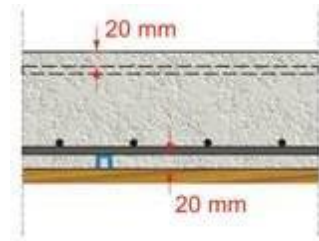
□ الشريحة الجانبية عند محاور الأعمدة أو الجدران Column strips هي شريحة تصميمية ذات عرض على كل جانب من جوانب خط محاور الأعمدة أو الجدران column centerline مساوي إلى $(0.25L_1 \text{ or } 0.25 L_2)$ أيهما أصغر.

(ACI-08 sec. 13.2.1) الشريحة الوسطية (middle strip) هي الشريحة التصميمية المحاطة بشريحتين جانبيتين (two-column strips).

(ACI-08 sec. 13.2.4) 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 إلى 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.



(ACI-08 Sec 7.7.2) الغطاء الخرسانى في البلاطة لا يقل عن 20 mm.



(ACI 318-08-7.12.21) يحدد اقل تسليح للبلاطة لا يقل عن

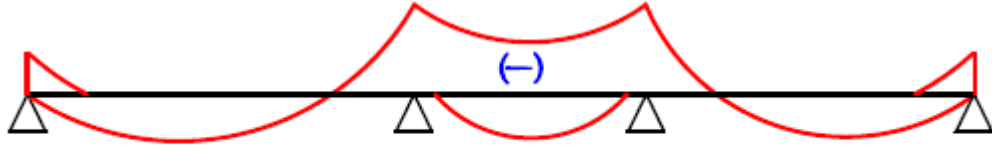
(0.002bh for $f_y \leq 420 \text{ Mpa}$) or (0.0018bh for $f_y = 420 \text{ Mpa}$)
والتغيرات الحرارية.

(ACI 318-08-7.12.2.2) يحدد أقصى مسافة بين حديد التسليح الخاص بالانكماش والتغيرات الحرارية لا تزيد عن 5 أضعاف سمك البلاطة وهذه القيمة يجب ان تكون اقل من 45cm.

(ACI 318-08-13.3.2) أقصى مسافة بين اسياخ التسليح الرئيسي هي ضعفى سمك البلاطة $2h_s$ بحيث لا تزيد عن 45cm.

عند وجود بلاطتين متجاورين لهما عزم انحناء سالب مختلف يتم اخذ العزم الاكبر.

في حاله وجود بحرین متجاورین بأطوال مختلفة والبحر الصغير واقع بين بحرین ذات طول اكبر منه, في هذه الحالة يتم مد الحديد السالب.



□ قوة القص تقع على مسافة d من وجه الكمرة.

$$Vud \leq \phi Vc = \phi 0.17bd\sqrt{fc}$$

$$Vud = Wu \left(\frac{l}{2} - \frac{b_{beam}}{2} - d \right)$$

□ تسليح البلاطات (Reinforcement of Two way Slab) طبقاً ل ACI 08-Sec (13.3)

لأنظمة البلاطات المسلحة باتجاهين ينبغي حساب كمية حديد التسليح اعتماداً على مقدار العزوم في المقاطع الحرجة ، كما ينبغي أن لا تقل هذه الكمية عن كمية حديد التسليح المطلوبة للانكماش والتغيرات الحرارية.

□ في البلاطات الصلدة يجب أن لا تزيد مسافة التباعد بين قضبان التسليح في المقاطع الحرجة عن ضعفي سمك البلاطة.

□ يجب أن يمتد حديد تسليح العزوم الموجبة المتعامد مع الحافة غير المستمرة

(discontinuous edge) إلى حافة البلاطة بشكل مستقيم (straight) أو معكوف بشكل (hooked) بمسافة تثبيت لا تقل عن (150مم) داخل العتبات الحولية (spandrel beams) أو الأعمدة أو الجدران.

□ حديد التسليح في منطقة العزوم السالبة المتعامد مع الحافات غير المستمرة

(discontinuous edges) ينبغي أن يثنى أو يعكف أو يثبت داخل العتبة الحولية

(spandrel beams) أو الأعمدة أو الجدران ويجب أن يمتد من وجه المسند إلى داخل البحر مسافة التثبيت المطلوبة وفقاً لمتطلبات الكود..

□ عندما لا تكون البلاطة مستندة على عتبة حولية أو جدار عند حافتها غير المستمرة أو عندما تكون البلاطة كابولي (cantilever) عن مسندها عند الحافة غير المستمرة في هذه الحالة يسمح بتثبيت حديد (anchorage) التسليح ضمن البلاطة.

□ ينبغي توفير حديد تسليح علوي وسفلي بموجب متطلبات الفقرات الاتي ذكرها في حالة كون الأركان الخارجية للبلاطات المستندة عند حافاتهما على جسر طرفية edge beam أو عندما يكون واحدة أو أكثر من العتبات الطرفية ذات نسبة جساءة αRf تزيد عن ١ :

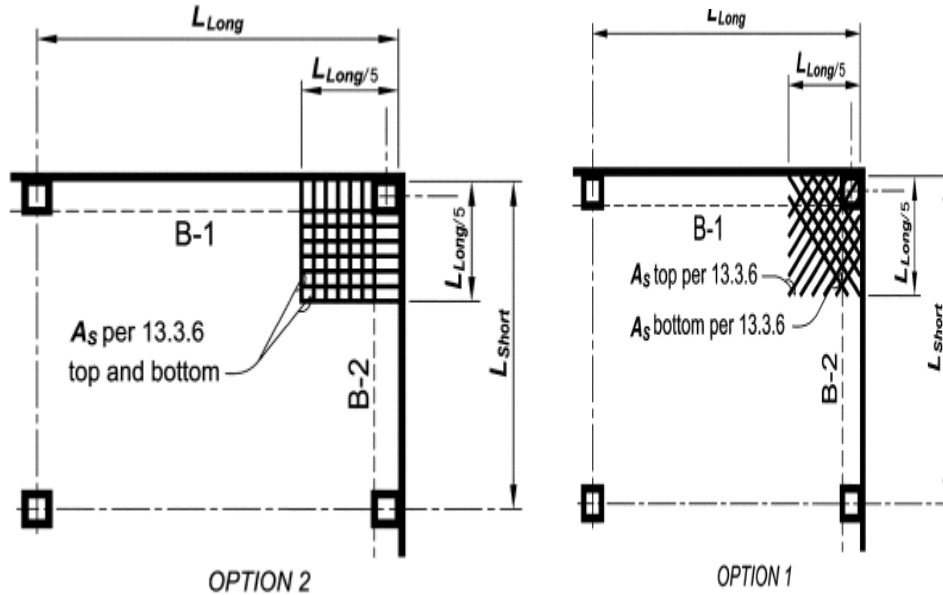
1- يجب أن يكون حديد التسليح العلوي والسفلي للأركان الخارجية كافيا لمقاومة عزم لكل وحدة عرض من البلاطة مساويا إلى أقصى عزم موجب لكل وحدة عرض مسلط على لوحة البلاطة

(slab panel).

2- 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.

3- يجب أن يمتد حديد تسليح الأركان لمسافة في كلا الاتجاهين مقاسة من الأركان مساوي إلى خمس طول الفضاء الأكبر للوحة البلاطة slab panel .

4- 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.



ملاحظات:

1- يتم اختيار احد البديلين أعلاه عندما تكون نسبة الجساءة (αf) للعتبتين

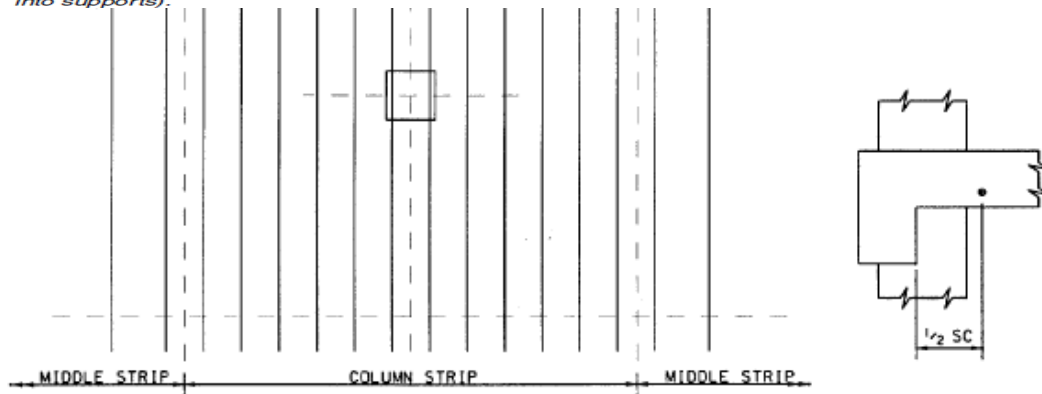
B-1 or B-2 اكبر من 1.

2- أقصى مسافة تباعد مسموحة بين قضبان حديد التسليح هي ضعف سمك البلاطة.

• (ACI -08 Sec 13.3.8) تفاصيل حديد التسليح في البلاطات غير الحاوية على عتبات

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		

Fig. 13.3.8—Minimum extensions for reinforcement in slabs without beams. (See 12.11.1 for reinforcement extension into supports).



STANDARD SPACING UNLESS OTHERWISE DESIGNATED

EXCEPT FOR BARS PARALLEL TO SLAB EDGES, SPACE ALL REQUIRED BARS UNIFORMLY ACROSS COLUMN OR MIDDLE STRIPS STARTING AT ONE-HALF SPACING FROM EDGES OF COLUMN STRIPS, MIDDLE STRIPS, OR SPANDREL BEAMS. SPACE THE FIRST BARS PARALLEL TO SLAB EDGES WITH MINIMUM 2 IN. [50mm] CLEAR COVER. WHEN STRUCTURAL DRAWING DESIGNATES SEPARATELY A NUMBER OF BARS TO BE UNIFORMLY SPACED AND A NUMBER TO BE CONCENTRATED ABOUT THE COLUMN CENTERLINE, START THE UNIFORMLY SPACED BARS AT ONE-HALF SPACING FROM THE EDGES OF THE COLUMN STRIP

متطلبات الحود للفتحات في البلاطات :

الفتحات في البلاطات (ACI-08Sec 13.4):

يسمح باستخدام الفتحات ذات المقاسات المختلفة في أنظمة البلاطات وفقاً لمتطلبات الفقرتين 9.2 and 9.3 والذي يتحدث عن متطلبات المقاومة والاستخدام

(serviceability conditions) إذ أثبت التحليل أن المقاومة التصميمية مساوية على الأقل إلى المقاومة المطلوبة بما في ذلك تحديدات الانحناء (deflections limits).

وكبدل آخر للتحليل المطلوب في الفقرة السابقة يسمح باستخدام الفتحات في أنظمة البلاطات غير حاوية على عتبات وفقاً لل فقرات التالية:

1-يسمح بوجود الفتحات بأية مقاسات ضمن المساحة المشتركة المحددة بتقاطع الشرائح الوسطية مع مراعاة المحافظة على كمية حديد التسليح الكلية المطلوبة في لوحة بلاطة ماثلة غير حاوية على فتحة.

2-يسمح بوجود فتحات في المساحة المشتركة المحددة بتقاطع شريحة وسطية مع شريحة جانبية شريطة أن تكون مساحة التسليح المتوقعة عند الفتحة لا تتجاوز ربع كمية التسليح لكل شريحة.

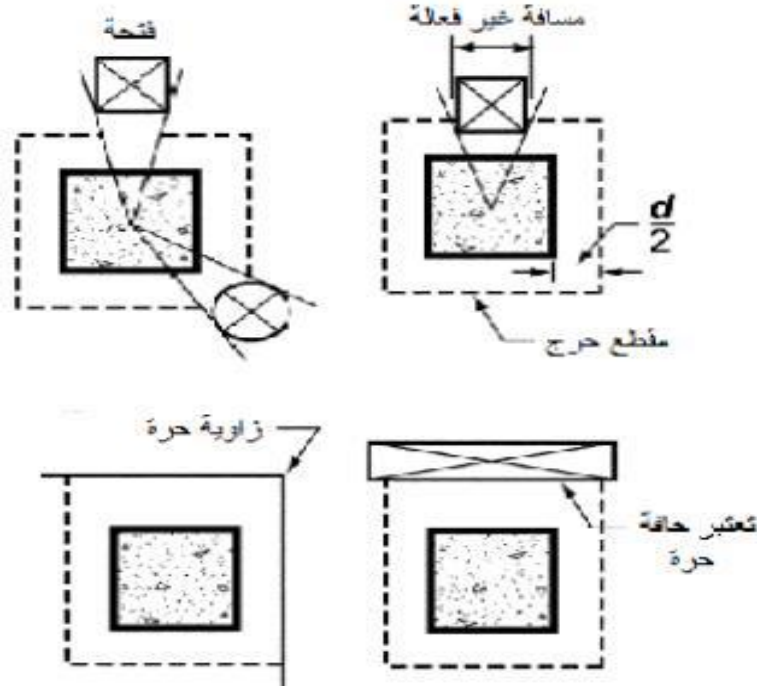
3-يسمح بوجود فتحات في تقاطعات الشرائط الجانبية شريطة أن لا يتعارض أكثر من ثمن كمية حديد التسليح المطلوبة مع الفتحة على أن يتم إضافة كمية مكافئة من حديد التسليح على جوانب تلك الفتحة.

4-يجب استيفاء متطلبات القص المبينة فيما يلي :

متطلبات القص للفتحات وفقاً للكود الأمريكي (ACI-08 Sec)

⌘ في البلاطات الحاوية على فتحات تكون مواقعها على مسافة تقل عن (10) 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 الأفعال.



❖ تحليل البلاطات الأخرى :

⌘ طرق تحليل البلاطات: توجد عدة طرق لتحليل البلاطات وسيتم ذكر الثلاث الطرق الموجودة في الكود الأمريكي :

أولاً: طريقة التصميم المباشر (The direct design method (DDM) :

- الطريقة الأولى (الطريقة المباشرة للتصميم) لها اشتراطات مبينة في الفقرة (ACI-05@8.3.3) وهي:

- ✓ أن يكون الكمر أو البلاطة مستمرة على فضاءين أو أكثر.
- ✓ أن تكون الفضاءات متساوية تقريباً وعلى أن لا تكون المسافة لفضائين متجاورين تزيد عن المسافة الصغرى بأكثر من (20%).
- ✓ أن تكون الأحمال موزعة بانتظام.
- ✓ الحمل الحي لا يزيد عن ثلاثة أمثال الحمل الميت.

- **ثانياً: (طريقة الإطار المكافئ):**

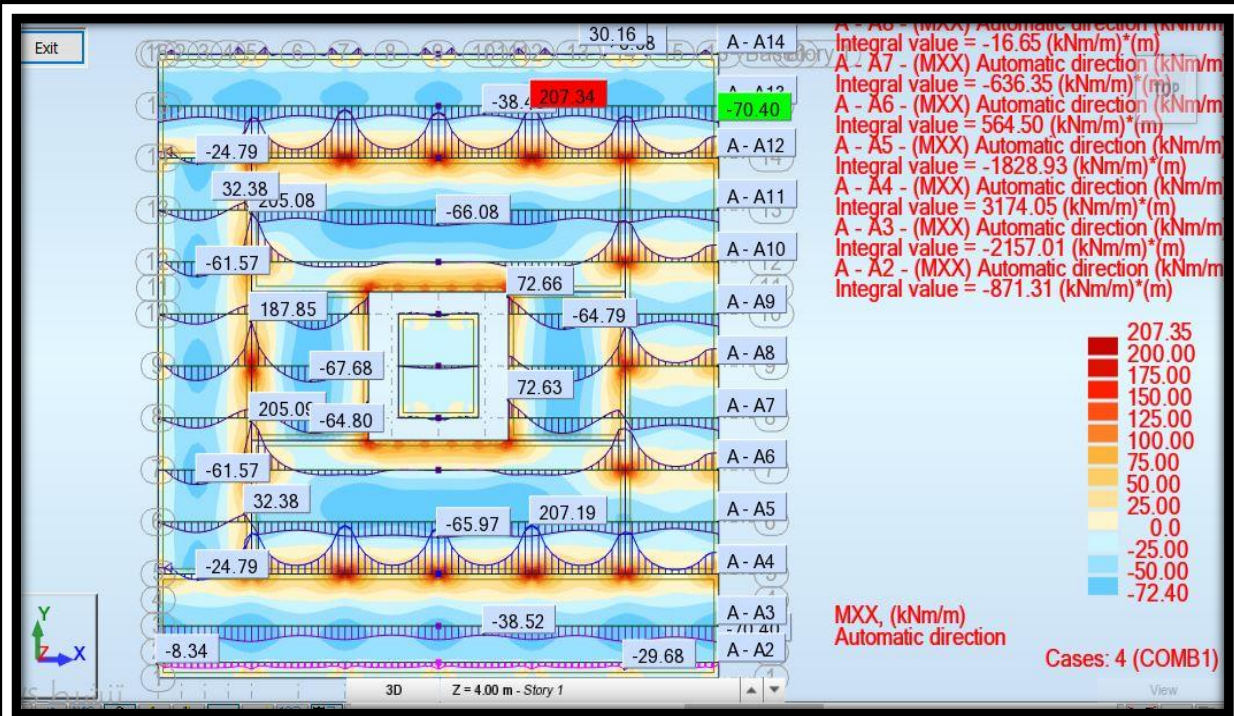
وإذا لم تتحقق تلك الاشتراطات الخاصة بالطريقة الأولى فإنه يتم استخدام الطريقة الثانية (طريقة الإطار المكافئ) ويشترط فيها الآتي :

- ✓ يعتبر المنشأ مؤلفاً من إطارات مكافئة على خطوط الأعمدة مأخوذة بشكل طولي وعرضي عبر البناء

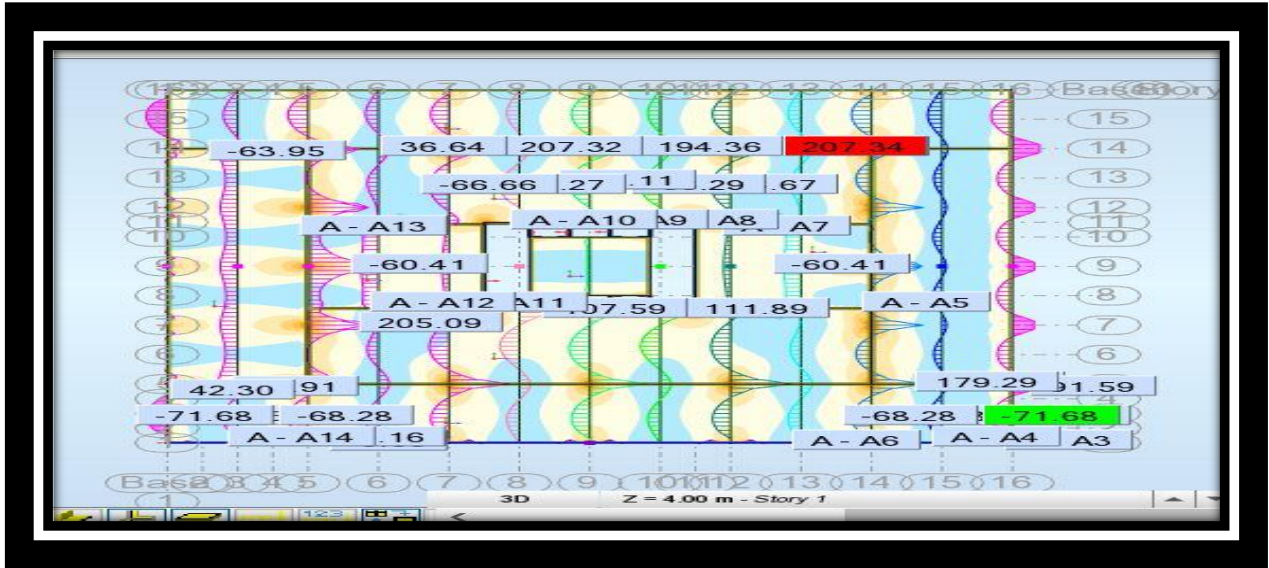
- ✓ كل إطار مؤلف من صف من الأعمدة أو المساند وشرائح الجسور المحصورة جانباً بمحاور البلاطات من كل من جانبي محاور المساند
 - ✓ الأعمدة أو المساند مثبتة بشرائح الجسور بواسطة عناصر اللي بالاتجاه المتعامد لاتجاه مجاز العزم وتمتد حتى تحد المحاور العرضية للبلاطات من كل جوانب العمود
 - ✓ الإطارات المجاورة والموازية للطرف محدودة بطرف البلاطة ومحورها المجاورة
- الطريقة الثالثة (طريقة العناصر المحددة (finite element method))

اما اذا كانت البلاطة موزع بها الاعمدة توزيع غير منتظم وعلى مسافات غير منتظمة فان كلا طريقتي الكود لن تكون صالحة للاستخدام ولا بد من استخدام طرق التحليل العددي numerical method مثل طريقة العناصر المحددة finite element method والتي يمكن ان نقوم بها من خلال التحليل بواسطة الحاسب الالى.

وفي مشروعنا قمنا باختيار الطريقة الثالثة طريقة العناصر المحددة (finite element method)



مخطط العزوم في اتجاه (X)



مخطط العزوم في اتجاه (Y)

خطوات تصميم البلاطات الأخرية (Flat Slab) :

1-THICKNESS DESIGN :

تؤخذ السماكة بحسب الجدول الوارد في البند () للحصول على السماكة المناسبة للبلاطة، ولكن يجب ألا تقل سماكة البلاطة في أي حال من الأحوال عن (125 mm) في حالة عدم وجود (Drop Panel) ولا عن (100 mm) في حالة وجود (Drop Panel).

$f_y, \text{MPa}^\dagger$	Without drop panels [‡]			With drop panels [‡]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams [§]		Without edge beams	With edge beams [§]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

$$h_{\min} = \frac{\ell_n}{33} = \left(\frac{8.85 - 0.5 - 0.15}{33} \right) * 10^3 = 248.5 \text{ mm}$$

use $h = 300 \text{ mm}$

2-DESIGN FOR FLEXURAL :

$$M_{u \max (-ve)} = 207.34 \text{ kN.m}$$

t= 300 mm and Cover = 20 mm, assume Ø12mm Use

$$F_c' = 28 \text{ Mpa} , F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$d = 300 - 20 - 12 = 266 \text{ mm}$$

For 1m Width Strip,

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{207.34 \times 10^6}{1000 \times 266^2} = 2.93 \text{ Mpa}$$

Assume $\phi = 0.9$

$$\rho_d = \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right)$$

$$\Rightarrow \rho_d = \frac{28}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 2.93}{0.9 \times 28}} \right) = 0.008369$$

And : $\rho_{\min} = 0.0018$ for $F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$\rho_{\min} = 0.0018 < \rho_d = 0.008369$$

$\Rightarrow$ Use $\rho_d = 0.008245$

$$A_s = \rho_d \times b \times d = 0.008369 \times 1000 \times 266 = 2226.154 \text{ mm}^2$$

USE 20 Ø 12 mm / m

$$A_{s \text{ prov}} = 2261.9 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

وسوف نحيطي التسليح شبكة متساوية التسليح في الاتجاهين تساوي القيمة $A_{s \text{ min}}$ ونضيف حديد التسليح في مناطق القص اعلى الاعمدة، وعند اسفل الضغوط في الفرائج الوسطية بين الاعمدة كتسليح يعتبر الرئيسي لأنه في المناطق المعرضة لأعلى العزوم السالبة والموجبة، أما سوف نعتبر أنه يضاف الى مناطقه تكون شبكة التسليح سوف تكون موزعة في الاتجاهين بانتظام وسيتو إضافة حديد العزوم في مناطق تركيزها بين قضبان الشبكة كما سوف نوضحه في جداول النتائج في الأسفل:

شبكة حديد التسليح في الاتجاهين:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho_{\min} \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 266 \\ &= 478.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

USE 5 Ø 12 mm / min X, Y directions

$$A_{s \text{ prov}} = 565.5 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

3-DESIGN SLAB-COLUMN CONNECTION :

تتولد عزوم على وحدة البلاطة - العمود نتيجة الأحمال الجانبية مثل الريح أو الزلازل أو قد تتولد العزوم نتيجة

التحميل الرأسى الغير متساوى مما قد يسبب عزوم غير متماثلة على الجوانب المتقابلة للأعمدة الداخلية أما في

الأعمدة الخارجية والركنية تنتقل العزوم السالبة بالكامل الى الأعمدة ونتيجة للعزوم المنتقلة من البلاطة الى

العمود فإن جزء من العزم ينتقل عن طريق عزم الانحناء المؤثر على وحدة العمود-بلاطة ولمقاومته يتم تركيز

التسليح في المنطقة الحرجة أما الجزء الباقي ينتقل من خلال القس المؤثر على المقطع الرأسى لقس الاختراق

كما سترى لاحقاً.

$$M_f = \gamma_f M_u$$

$$M_v = \gamma_v M_u$$

- يتم حساب الجزء المنتقل عن طريق الانحناء بالمعادلة
- يتم حساب الجزء المنتقل عن طريق القس بالمعادلة

تركيـز التسليـح اعلى العمود لضمان انتقال العزوم السالبة الى العمود (Concentration of reinforcement over the column) :

ويتم تركيز جزء من تسليح شريحة العمود Column Strip داخل عرض محدد اعلى العمود يقدر بـ be

ومو عيار عن العمود مضاعف اليه $(1.5h)$ من كل الاتجاهات ويتم تركيز التسليح باستخدام إحدى الطريقتين:

- تقريب الاسياخ (Closer spacing of bars) .
- باستخدام تسليح إضافي (Additional reinforcement) .

المساواة :

أولاً / يتم إيجاد العزوم المؤثرة على عرض شريحة العمود $M_f = \gamma_f M_u$

ثانياً / يتم حساب العرض الفعال b_e والعزم الموزع عليها من شريحة العمود $M_{ube} = M_u \times b_e / C.s Width$

ثالثاً / التأكد من الحاجة الى توزيع التصلب:

If $M_{ube} \geq M_u$ No need. If not it need

رابعاً / حساب التصلب باستخدام المعادلة التالية

$$M_{uf} = 0.9 A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 f_c' b_e)$$

Given : $F_c' = 28 \text{ Mpa}$, $F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$M_{u \max (-ve)} = 725.69 \text{ kN.m} / 3.5\text{m}$$

$$A_s = (53 \phi 14)$$

INT-Column are $(500 \times 500) \text{ mm}$

Slab Thickness = 300 mm and $(d_{ave} = 266 \text{ mm})$

Solution steps :

$$1\text{-calculate } \gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{c1+d}{c2+d}}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{1000+266}{1000+266}}\right)} = 0.6$$

$$B_{eff} = C2 + 3t_s = 1000 + 3 \times 300 = 1900 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi F_y * A_s * \left(d - \frac{A_s * F_y}{1.7 * F_c' * b} \right)$$

$$0.6 * 725.69 * 10^6 = 0.9 * 420 * A_s * \left(266 - \frac{A_s * 420}{1.7 * 28 * 1900} \right)$$

$$= 4719.23 \text{ mm}^2$$

$$(31 \phi 14) / 1.9\text{m}$$

الآن نقوم بعمل نسبة ونناسب :

$$53 * \frac{1.9}{3.5} = 28.77 / \text{m} > (31 \phi 14) / 1.9\text{m} \text{ (ok)}$$

4-Check One and Two Way Shear :

a) Cheak one-way shear (Beam Shear):

وهذا النوع من القص هو المألوف عند تصميم الجوائز (Beams) وفي هذا النوع يتم تحليل شريحة من البلاطة كأنها جائز عريض (Wide Beam) وكما هو الحال في الجوائز يجب ان لا تقل مقاومة القص الفعلي

(The actual shear strength) عن إجهادات القص المسطرة (Required shear stress)

المحسوبة عند القطاع المخرج على بعد (d) من وجه العمود او تاج العمود (Column Capital) حتى منتصف البحر.

$$\phi V_c = \phi \sqrt{f_c'} bd / 6$$

*لاحظ انه عادة ما تكون الاجهادات الناتجة عن ال (One-way shear) صغيرة ونادرا ما تكون حرجية او متوسطة.

$$Vu = Wu * x$$

$$Wu = 1.2 * (2 + 0.3 * 25) + 1.6 * 4.79 = 19.06 \text{ Kn}/m^2$$

$$x = \frac{7 - 0.5}{2} - 0.266 = 2.98 \text{ m}$$

$$Vu = 19.06 * 2.98 = 56.8 \text{ kn}$$

$$\phi V_c = \phi * 1.7 * \lambda * \sqrt{F_c'} * b * d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= (0.75 * 1.7 * 1 * 300 * 266 * \sqrt{28}) * 10^{-3} \\ &= 538.4 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$(\phi V_c > V_u) \text{ is ok}$$

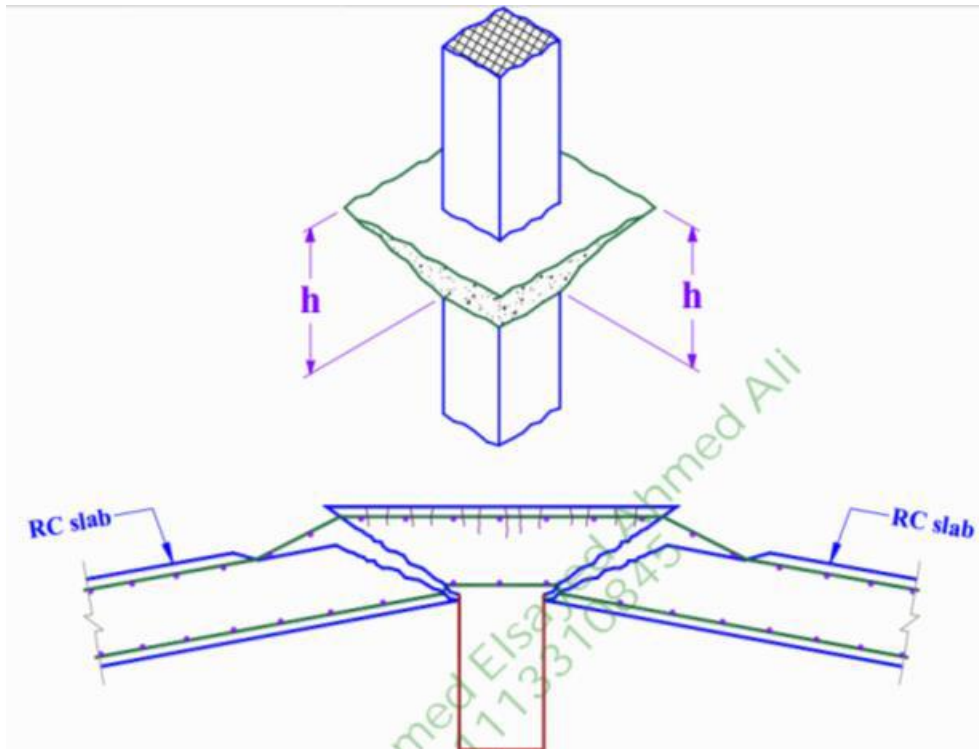
b) Check Two-Way Shear (Punching Shear):

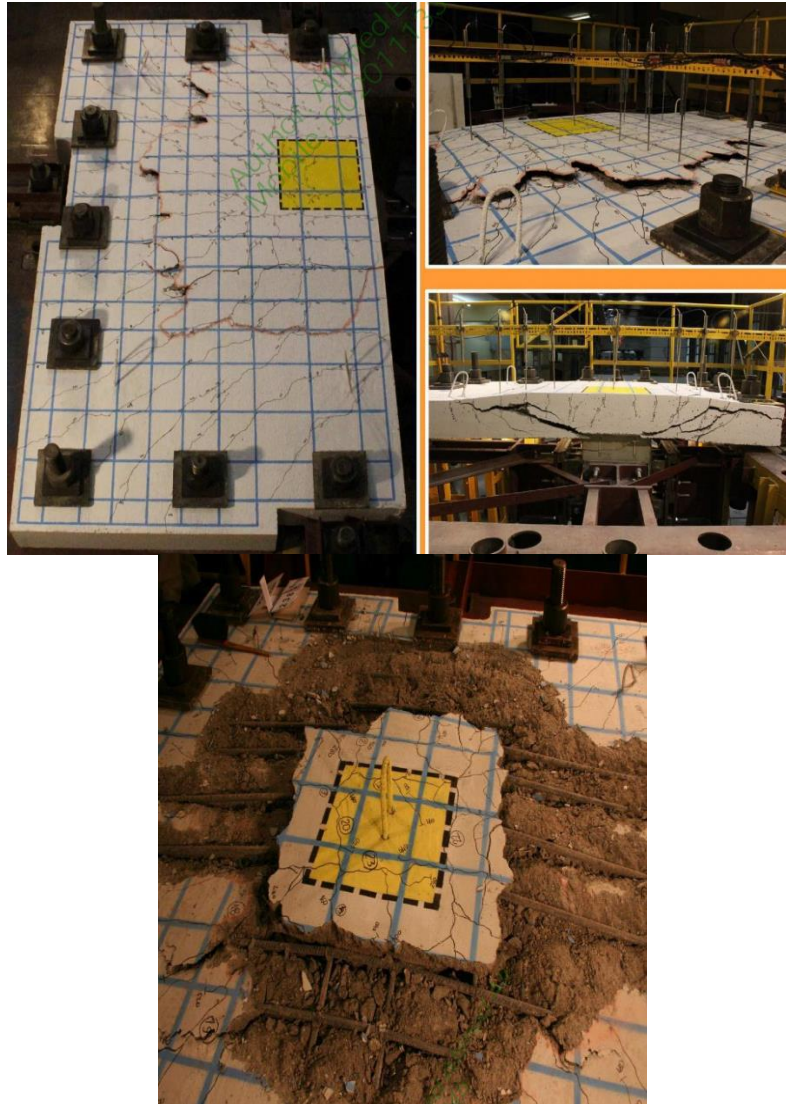
اختراق القص يسبب خروج قطرية (Diagonal crack) تشغل سطح على هيئة جزء من هرو او مخروط حول

العمود او تلج العمود (Column Capital) كما هو موضح في الصورة .

ويتمكون عند القطاع المخرج (Critical section) اجسادات قص واجسادات ضغط افقية نتيجة عزوم الانحناء

السالبة وايضا اجسادات ضغط راسية او مائلة نتيجة رد فعل العمود.





Obraz zarysowania po przebiciu (model P-IIA)

© 2017 Centrum Promocji Jakości Stali. Wszelkie prawa zastrzeżone.

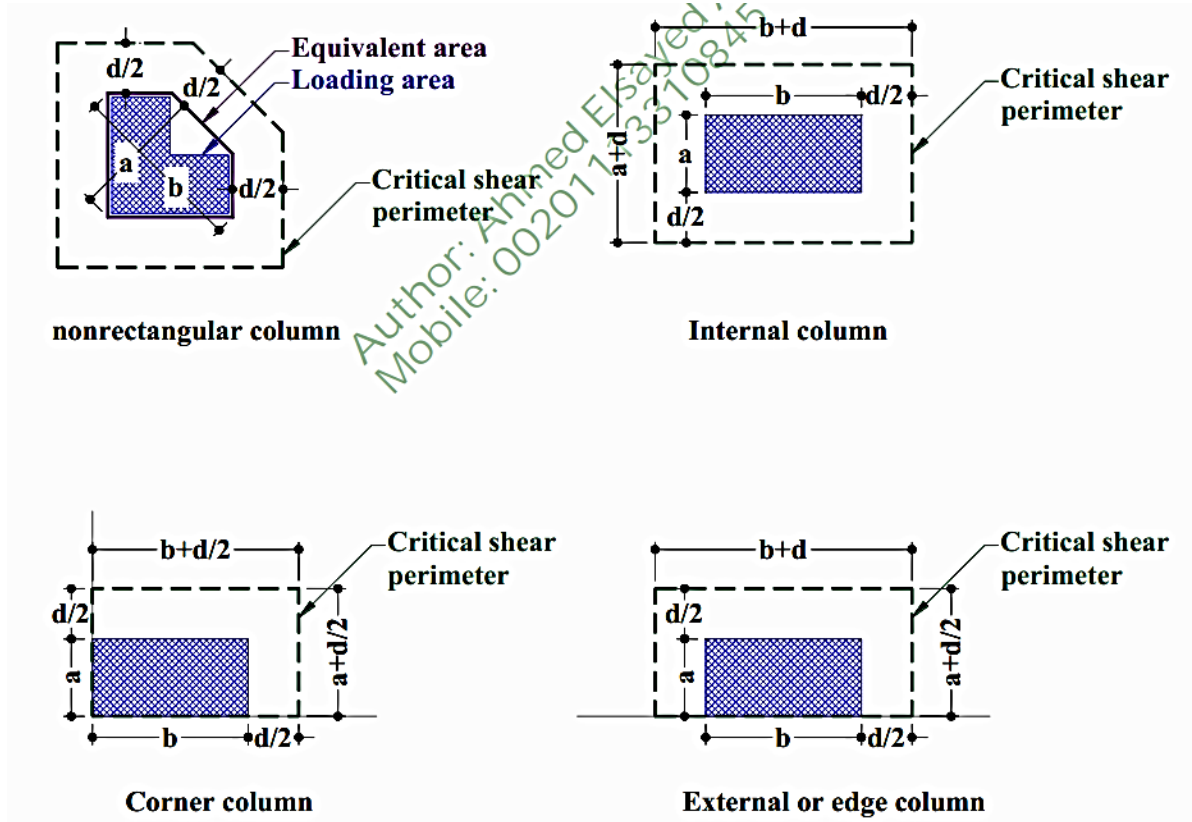
القطاع الحرج Critical section لقوى الاختراق (Punching shear):

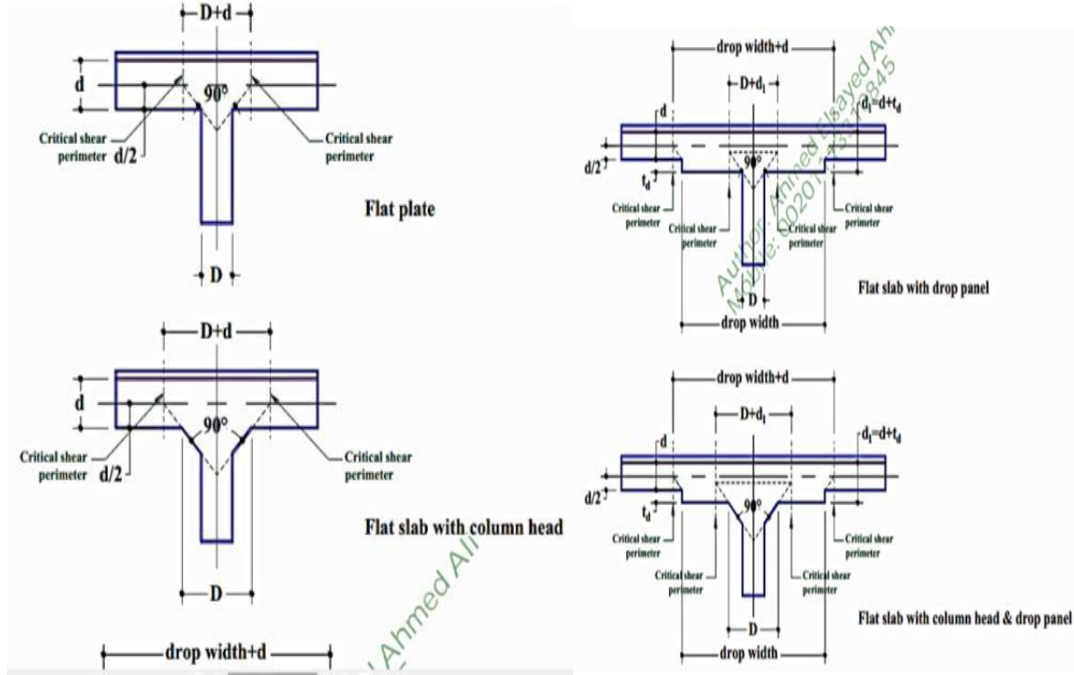
أولاً: في حالة عدم استخدام تسليح لمقاومة القوى الاختراق.

لحساب إجهادات قص الاختراق حول الأعمدة المركزة في البلاطات والقواعد تؤخذ والقواعد تؤخذ
القطاع المبرجة على مسافة $(d/2)$ مقاسة من:

محيط تأثير القوة المركزة من وجه العمود .

محيط التغير في سمك البلاطة نتيجة وجود سقوط (drop panel) وبالتالي يوجد قاعين مرجين الأول
يبعد مسافة $(d/2)$ من وجه العمود والآخر يبعد $(d/2)$ من الجزء الساقط كما هو موضح في الشكل
التالي:

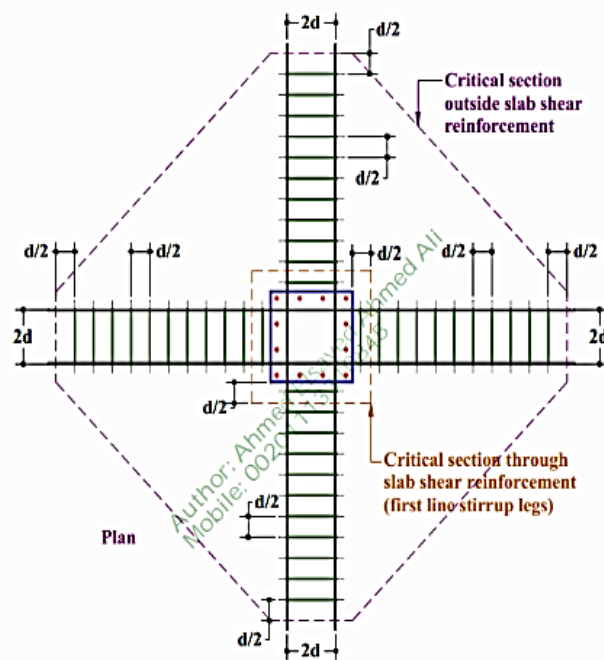
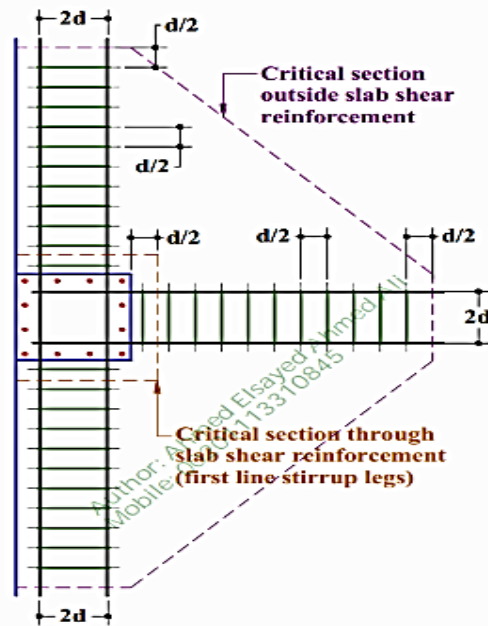


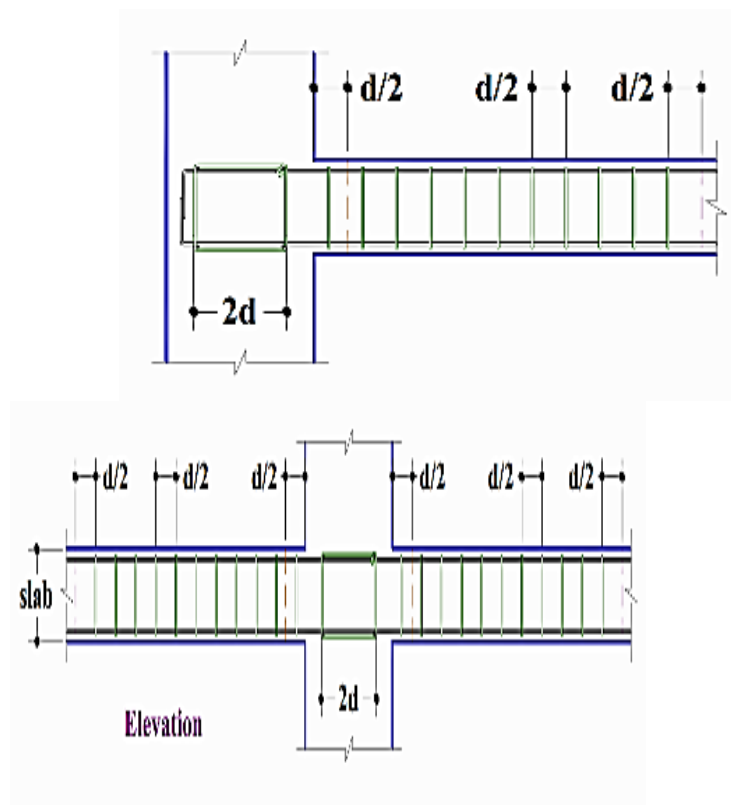


ثانيا : في حالة استخدام تسليح للمخارطة في مقاومة قص الاختراق:

بالإضافة للقطاعات الحرجة السابقة هناك قطاع حرج إضافي يؤخذ على بعد مسافة $(d/2)$ من نهاية المنطقة التي

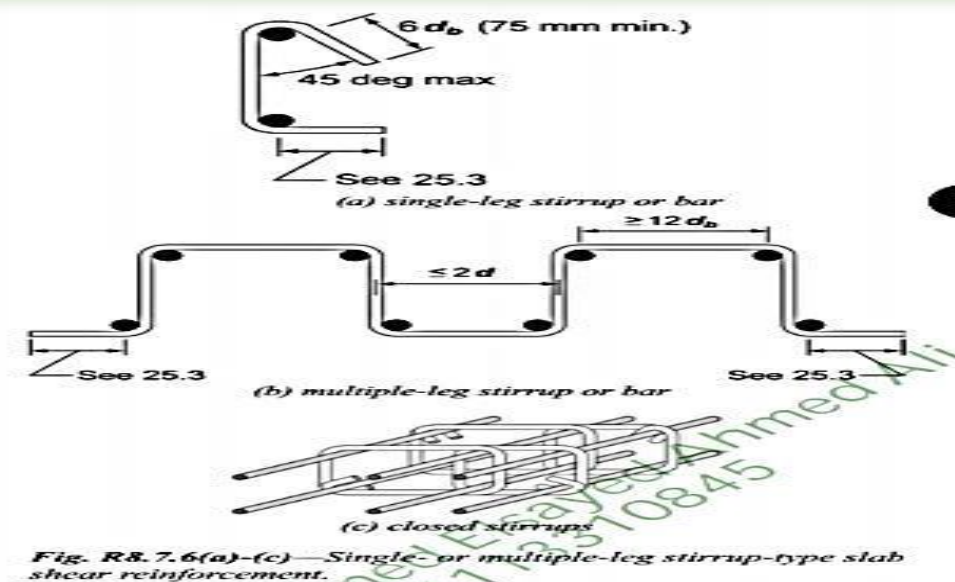
تو تسليحا وكانها مقاومة للقص كما هو موضح في الفصل التالي:





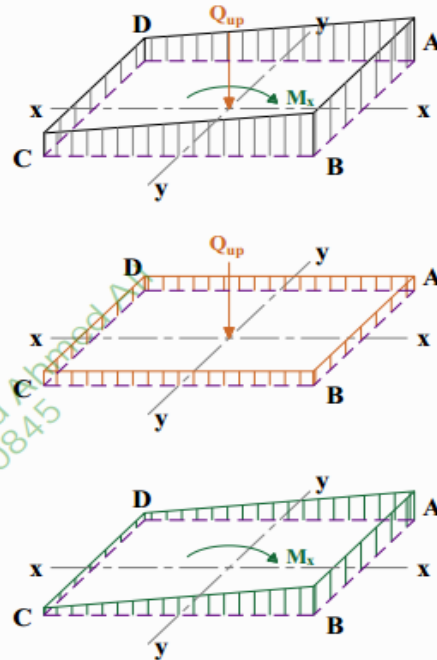
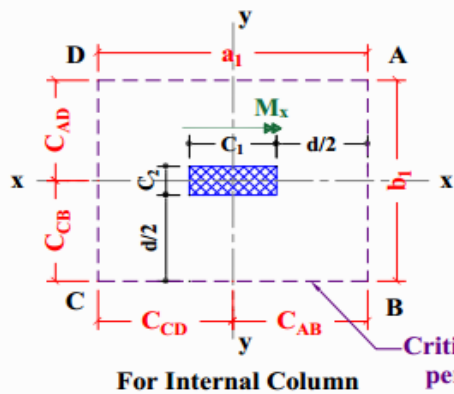
ملاحظة :

الكود الأمريكي يدعم استخدام كانات مفردة أو متعددة الأرجل في مقاومة قص الاختراق كما هو موضح:



طريقة حساب قص الاحتراق الطلي (Total Punching shear stress) ❧

For Interior column:



$$q_A = \frac{Q_{up}}{b_o d} + \frac{M_x \gamma_{qx} C_{AB}}{J_{cx}}$$

$$q_D = \frac{Q_{up}}{b_o d} - \frac{M_x \gamma_{qx} C_{CD}}{J_{cx}}$$

$$q_{up} \text{ (the max. of) } \begin{cases} q_A \\ q_D \end{cases}$$

$$a_1 = C_1 + d$$

$$b_1 = C_2 + d$$

$$b_o = 2 (a_1 + b_1)$$

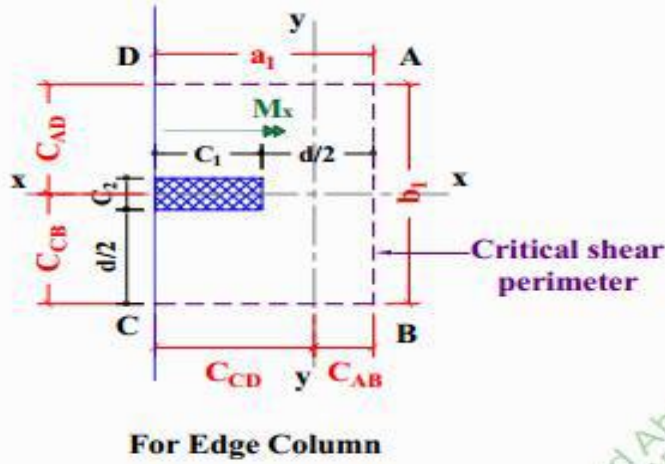
$$C_{AB} = C_{CD} = \frac{a_1}{2}$$

$$C_{CB} = C_{AD} = \frac{b_1}{2}$$

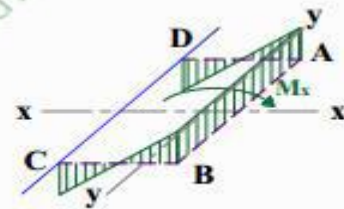
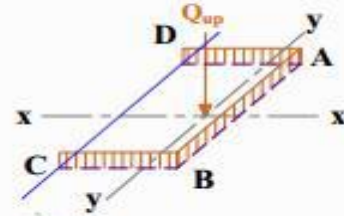
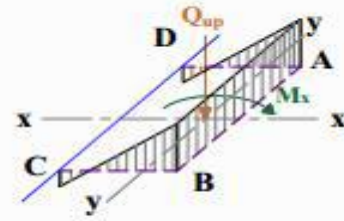
$$J_{cx} = \frac{d a_1}{6} (d^2 + a_1^2 + 3 a_1 b_1)$$

$$Q_{up} = w_u (L_1 L_2 - a_1 b_1)$$

For Edge column:



For Edge Column



$$q_A = \frac{Q_{up}}{b_o d} + \frac{M_x \gamma_{qx} C_{AB}}{J_{cx}}$$

$$q_D = \frac{Q_{up}}{b_o d} - \frac{M_x \gamma_{qx} C_{CD}}{J_{cx}}$$

$$q_{up} \text{ (the max. of) } \begin{cases} q_A \\ q_D \end{cases}$$

$$a_1 = C_1 + \frac{d}{2}$$

$$b_1 = C_2 + d$$

$$b_o = 2 a_1 + b_1$$

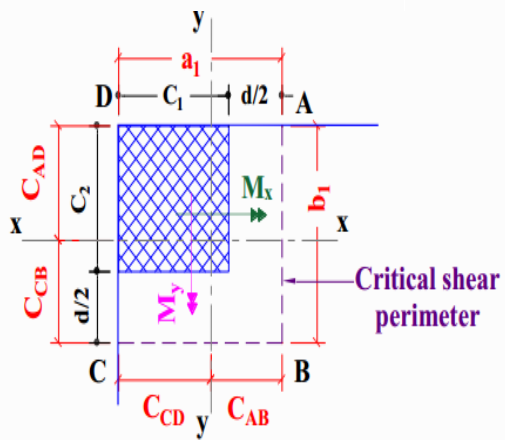
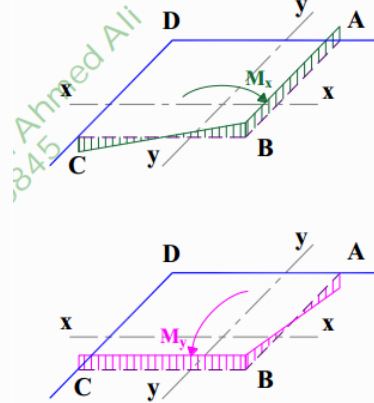
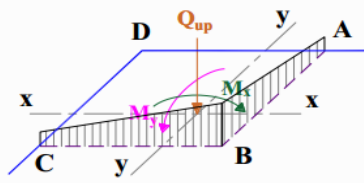
$$C_{AB} = \frac{a_1^2}{b_1 + 2 a_1}$$

$$C_{CD} = a_1 - C_{AB}$$

$$C_{CB} = C_{AD} = \frac{b_1}{2}$$

$$J_{cx} = d \left(b_1 C_{AB}^2 + \left(\frac{2}{3} \right) (C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + \frac{d^2}{6} \left(a_1 - \frac{d}{2} \right) \right)$$

$$Q_{up} = w_u \left(\frac{L_1 L_2}{2} - a_1 b_1 \right)$$



For Corner Column

$$\begin{aligned}
 q_A &= \frac{Q_{up}}{b_o d} + \frac{M_x \gamma_{qx} C_{AB}}{J_{cx}} - \frac{M_y \gamma_{qy} C_{AD}}{J_{cy}} \\
 q_B &= \frac{Q_{up}}{b_o d} + \frac{M_x \gamma_{qx} C_{AB}}{J_{cx}} + \frac{M_y \gamma_{qy} C_{CB}}{J_{cy}} \\
 q_C &= \frac{Q_{up}}{b_o d} - \frac{M_x \gamma_{qx} C_{CD}}{J_{cx}} + \frac{M_y \gamma_{qy} C_{CB}}{J_{cy}}
 \end{aligned}
 \quad q_{up} \text{ (the max. of) } \begin{cases} q_A \\ q_B \\ q_C \end{cases}$$

$$a_1 = C_1 + \frac{d}{2} \quad b_1 = C_2 + \frac{d}{2} \quad b_o = a_1 + b_1$$

$$C_{AB} = \frac{a_1^2}{2(a_1 + b_1)} \quad C_{CD} = a_1 - C_{AB}$$

$$C_{CB} = \frac{b_1^2}{2(a_1 + b_1)} \quad C_{AD} = b_1 - C_{CB}$$

$$J_{cx} = d \left(b_1 C_{AB}^2 + \left(\frac{1}{3} \right) (C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + \frac{d^2}{12} \left(a_1 - \frac{d}{2} \right) \right)$$

$$J_{cy} = d \left(a_1 C_{CB}^2 + \left(\frac{1}{3} \right) (C_{AD}^3 + C_{CB}^3) + \frac{d^2}{12} \left(b_1 - \frac{d}{2} \right) \right)$$

$$Q_{up} = w_u \left(\frac{L_1 L_2}{4} - a_1 b_1 \right)$$

ملاحظات:

أولاً: العزم M_x يقصد به العزم في اتجاه محور x وهو العزم الذي نحصل عليه من برامج التحليل الانشائي باسم M_{xx} او M_{11} والذي يكافئ العزم حول محور y في الحل اليدوى.

ثانياً: العزم M_y يقصد به العزم في اتجاه محور y وهو العزم الذي نحصل عليه من برامج التحليل الانشائي باسم M_{yy} او M_{22} والذي يكافئ العزم حول محور x في الحل اليدوى.

❖ معالجة البلاطات غير الآمنة في مقاومة قص الاختراق:

- 1 -زيادة سماكة البلاطة بالكامل وهذا حل غير اقتصادي.
- 2 - زيادة سمك البلاطة عند منطقة العمود فقط باستخدام drop panel وهذا الحل قد يكون غير مقبول معماريا.
- 3- زيادة أبعاد قطاع العمود بالكامل وهذا حل غير عملي لأننا قد نضطر لزيادة أبعاد العمود بقية كخبرة غير منطقية.
- 4 - زيادة أبعاد قطاع العمود عند رأس العمود فقط استخدام تلج العمود (Column Capital) وهذا الحل قد يكون غير مقبول معماريا أيضا.
- 5 - استخدام تسليح لمقاومة قص الاختراق وذلك في حالة البلاطات التي يكون سمكها أكبر من او يساوي (25cm).

Interior Column (1000*1000)mm

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v * M_u * C_{ab}}{J_c}$$

$$V_u = W_u(L_1 * L_2 - a * b)$$

$$V_u = 19.06 * (7 * 7 - (1.266)^2) = 903.4 \text{ kn}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$A_c = 2 * 266 * (1000 + 1000 + 2 * 266) \\ = 1347024 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.6 = 0.4$$

$$C_{ab} = \frac{a}{2} = \frac{1000 + 266}{2} = 633 \text{ mm}$$

$$J_c = \frac{d(c1 + d)^3}{6} + \frac{(c1 + d)d^3}{6} \\ + \frac{d(c2 + d)(c1 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{266 * (1000 + 266)^3}{6} + \frac{(1000 + 266) * 266^3}{6} \\ + \frac{266 * (1000 + 266)(1000 + 266)^2}{2} \\ = 3.64 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$v_u = \frac{903.4 * 10^3}{1347024} + \frac{0.4 * 207.34 * 633 * 10^6}{3.64 * 10^{11}} \\ = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.33 \sqrt{F_c'} = 0.75 * 0.33 * \sqrt{28} \\ = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\phi V_c = 1.31 \text{ MPa} > v_u = 0.81 \text{ MPa}$$

300 mm Slab is ok.

وتم تصميم بقية الشرائح في الاكسل وكانت النتائج كما في الجداول التالية:

X.X-Direction										
Width	Width	section	Mu max		شبكة التسليح		تسليح مناطق العزوم الكبيرة		Bottom As	Top As
					Bottom	Top	Bottom	Top	Bars/1m width @spacing	Bars/1m width @spacing
				KN.m / m	Φ/m	Φ/m	Φ/B(B)	Φ/B(m)		
C-St-A	1.75m	1	M (+ve)	30.16	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	0.0000	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200 mm
M-St-B	3.5m	2	M (+ve)	38.5200	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	0.0000	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-C	3.5m	3	M (+ve)	24.7900	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	207.1900	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +15ø12/m @67mm
M-St-D	3.5m	4	M (+ve)	65.9700	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	32.3800	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-E	3.5m	5	M (+ve)	61.5700	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	205.0900	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +15ø12/m @67mm
M-St-F	3.5m	6	M (+ve)	64.8000	5Φ12	5Φ12	1Φ25	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	72.6300	5Φ12	5Φ12	-	2Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +2ø12/m @500mm
C-St-G	3.5m	7	M (+ve)	67.6800	5Φ12	5Φ12	1Φ25	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	187.8500	5Φ12	5Φ12	-	13Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +13ø12/m @77mm
M-St-H	3.5m	8	M (+ve)	64.7900	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	72.6600	5Φ12	5Φ12	-	2Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +2ø12/m @500mm
C-St-I	3.5m	9	M (+ve)	61.5700	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	205.0800	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +15ø12/m @67mm
M-St-J	3.5m	10	M (+ve)	66.0800	5Φ12	5Φ12	1Φ25	-	5ø12/m @200mm +1ø12/m @500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	32.3800	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-K	3.5m	11	M (+ve)	24.7900	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	207.3400	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +15ø12/m @67mm
M-St-L	3.5m	12	M (+ve)	70.4000	5Φ12	5Φ12	-	2Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm +2ø12/m @500mm
			M (-ve)	0.0000	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-M	1.75m	13	M (+ve)	30.1600	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	0.0000	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm

جدول تسليح البلاطة في اتجاه (X)

Y.Y-Direction										
Width	Width	section	Mu max		شبكة التسليح		تسليح مناطق العزوم الكبيرة		Bottom As	Top As
					Bottom	Top	Bottom	Top	Bars/1m width @spacing	Bars/1m width @spacing
				KN.m /m	Φ/m	Φ/m	Φ/B(B)	Φ/B(m)		
C-St-A	1.75m	1	M (+ve)	71.68	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	42.30	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
M-St-B	3.5m	2	M (+ve)	63.95	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m@200mm +1ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	14.91	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-C	3.5m	3	M (+ve)	68.28	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	205.09	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +15ø12/m@67mm
M-St-D	3.5m	4	M (+ve)	60.41	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m@200mm +1ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	36.64	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-E	3.5m	5	M (+ve)	66.66	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	207.32	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +15ø12/m@67mm
M-St-F	3.5m	6	M (+ve)	66.27	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	107.59	5Φ12	5Φ12	-	5Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +5ø12/m@200mm
C-St-G	3.5m	7	M (+ve)	70.11	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	194.36	5Φ12	5Φ12	-	14Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +14ø12/m@72mm
M-St-H	3.5m	8	M (+ve)	66.67	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	111.89	5Φ12	5Φ12	-	6Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +6ø12/m@167mm
C-St-I	3.5m	9	M (+ve)	66.67	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	207.34	5Φ12	5Φ12	-	15Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +15ø12/m@67mm
M-St-J	3.5m	10	M (+ve)	60.41	5Φ12	5Φ12	1Φ12	-	5ø12/m@200mm +1ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	36.64	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-K	3.5m	11	M (+ve)	68.28	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	179.29	5Φ12	5Φ12	-	12Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +12ø12/m@83mm
M-St-L	3.5m	12	M (+ve)	48.76	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
			M (-ve)	18.71	5Φ12	5Φ12	-	-	5ø12/m @200mm	5ø12/m @200mm
C-St-M	1.75m	13	M (+ve)	91.59	5Φ12	5Φ12	-	4Φ12	5ø12/m @200mm	5ø12/m@200mm +4ø12/m@250mm
			M (-ve)	71.68	5Φ12	5Φ12	2Φ12	-	5ø12/m@200mm +2ø12/m@500mm	5ø12/m @200mm

جدول تسليح البلاطة في اتجاه (Y)

إشرافه:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب الخامس : التحليل الزلزالي

التحليل الزلزالي

Analysis

DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م – اليمن – الجامعة الإماراتية الدولية

محتويات الباب

- المقدمة
- التحليل الديناميكي وتحليل الانماط
- حساب مركز الكتلة والجساءه
- المتغيرات الزلزالية وحساب قوة القص القاعدي (الاستاتيكي)
- التحليل الزلزالي في برنامج الربوت (استاتيكي - ديناميكي)
- التحقيقات اللازمة

يوجد هناك ثلاث طرق في حساب تأثير أحمال الزلازل ويتم استخدام إحدى هذه الطرق وفق الطبيعة الإنشائية للمبنى وهذه الطرق هي:

I. طرق التحليل الاستاتيكية (Static Analysis Methods):

- (١) **الطريقة الاستاتيكية المكافئة الأولى:** وتعتبر طريقة قديمة جداً لم تعد تستعمل، وتسمى الطريقة الاستاتيكية المبسطة، لما لها من اشتراطات بسيطة في حالات الاستخدام بينها الكود وسبق وتم توضيحها في الباب الرابع من المشروع.
- (٢) **الطريقة الاستاتيكية المكافئة الثانية:** وتكون القوة الاستاتيكية المكافئة في هذه الطريقة مساوية لرد الفعل الديناميكي للمنشأة، وتستخدم هذه الطريقة بصورة شائعة في حساب القوى الزلزالية التصميمية للمنشآت وفقاً للاشتراطات المحددة في الكود مثل:

- المنشآت المنتظمة التي لا يزيد ارتفاعها على (73m).
- المنشآت غير المنتظمة التي لا تزيد على 5 أدوار، أو ارتفاع لا يزيد على (20m).
- المنشآت المؤلفة من جزأين، جزء علوي لين (flexible) يستند على جزء سفلي جاسئ (Rigid) كلا الجزئين منتظمين بحد ذاتيهما.

II. طرق التحليل الديناميكية (Dynamic Analysis Methods):

وهي الطريقة الأكثر دقة وتستخدم لكافة المنشآت المنتظمة وغير المنتظمة، خصوصاً عندما لا تحقق الطرق الاستاتيكية والتي لا تحقق الاشتراطات الخاصة بها، وتعطي التصميم الامن والأكثر اقتصادية وتتمثل دقتها في أن عملية التحليل هذه يجب ان تستند على تمثيل مناسب لحركة الأرض، كما يجب أن تتم باستعمال مبادئ مقبولة لعلم الديناميكا، وتتمثل الطريقة الديناميكية في التحليل بعدة طرق منها:

- (١) طريقة اطياف الاستجابة (Response Spectrum Analysis).
 - (٢) طريقة السجل الزمني (Time-history Analysis).
- وقد تم في مشرونا استخدام التحليل الاستاتيكي والتحليل الديناميكي باستخدام طيف الاستجابة ، كما انه تم الاعتماد على الكود الأمريكي للأحمال (IBC2012/ASCE 7-10) في عملية التحليل وتم اعتماد الكود (ACI-318M-14) للتصميم كما سيأتي لاحقاً.

التحليل الديناميكي Dynamic Analyses:

ويعتمد التحليل الديناميكي على التأثير الحركي للحمولات المطبقة على المنشأ بجميع أنواعها، والتي تتغير مع الزمن من حيث شدتها ومدة تطبيقها، وتقوم البرنامج بالاعتماد على هذه التغيرات بحساب الاهتزازات الحرة وأنماطها (Modes) وتردداتها وتحليل أطيف الاستجابة (أي الانتقال والسرعة والتسارع بدلالة تسارع الحركة) والترددات القسرية للمنشأ.

1: تحليل الأنماط (MODAL ANALYSIS)

هو عبارة عن عملية تحديد وحساب الخصائص الديناميكية المتأصلة للمنشأ والتي يمكن تسميتها بالخصائص الطبيعية للمنشأ حيث ان لكل منشأ خصائص ديناميكية تختلف من منشأ إلى آخر وهذه الخصائص يمكن أجمالها في الثلاث الخصائص الآتية:

(١) التردد الطبيعي Natural Frequency

(٢) معامل الإخماد Damping Factor

(٣) اشكال الاهتزاز والتي تعرف بإشكال الأنماط Mode Shapes

حيث أن تحليل الأنماط يعبر عن المواصفات الديناميكية للمنشأ ولا يعتمد على أي أحمال ديناميكية موجودة على المنشأ ولكن العكس صحيح حيث نجد أن التحليل الديناميكي هو من يعتمد على تحليل الأنماط.

بالتالي فإن عدد أنماط الاهتزاز يساوي ثلاثة أنماط لكل طابق وعليه سيكون عدد الأنماط الكلي للمنشأ الخاص بمشروعنا ($3 \times 12 = 36$) نمط اهتزازي لكن الكود يسمح باستخدام عدد أقل من أنماط الاهتزاز بحيث تكون نسبة مشاركة الكتل الكلية في هذه الأنماط أكبر

من ٩٠% (ASCE 7-10 sec. 12.9.1).

ونتعرف على الاطوار الحرجة من خلال قراءة النتائج في جداول البرنامج والخاصة بالترددات وزمن الاهتزاز كما في الجدول التالي:

	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
1	1.41	0.71	89.45	0	89.45	0
2	1.61	0.62	89.45	83.2	0	83.2
3	1.96	0.51	89.45	83.2	0	0
4	4.36	0.23	97.64	83.2	8.19	0
5	5.21	0.19	97.64	94.09	0	10.89
6	6.59	0.15	97.64	94.09	0	0
7	6.88	0.15	98.62	94.09	0.99	0
8	8.71	0.11	98.62	97.24	0	3.16
9	8.78	0.11	98.85	97.24	0.23	0
10	9.63	0.1	98.85	97.24	0	0
11	9.94	0.1	98.86	97.24	0	0
12	10.37	0.1	98.86	97.24	0	0
13	12.12	0.08	98.86	97.24	0	0
14	12.23	0.08	98.86	97.24	0	0
15	12.53	0.08	98.86	97.29	0	0.05
16	12.54	0.08	98.86	98.36	0	1.07
17	13.54	0.07	98.86	98.36	0	0
18	15.27	0.07	98.86	98.72	0	0.36
19	15.51	0.06	98.86	98.72	0	0
20	15.88	0.06	98.86	98.72	0	0
21	16.19	0.06	98.86	98.72	0	0
22	16.45	0.06	99.01	98.72	0.14	0
23	16.64	0.06	99.05	98.72	0.04	0
24	17.39	0.06	99.06	98.72	0.02	0
25	17.6	0.06	99.21	98.72	0.15	0
26	18.27	0.05	99.24	98.72	0.03	0
27	18.55	0.05	99.24	98.72	0.01	0
28	19.17	0.05	99.24	98.75	0	0.03
29	19.5	0.05	99.24	98.75	0	0
30	20.06	0.05	99.8	98.75	0.55	0
31	20.45	0.05	99.8	98.75	0	0
32	21.66	0.05	99.83	98.75	0.04	0
33	21.73	0.05	99.84	98.75	0.01	0
34	22.4	0.04	99.89	98.75	0.04	0
35	22.54	0.04	99.89	98.75	0	0
36	23.09	0.04	99.92	98.75	0.03	0

➤ دراسة جداول النتائج هذه والتحقق من النقاط التالية:

- لتأكد من مساهمة الكتل الفعالة في المنشأ لكل أنماط التحليل وقد كانت كما هو موضح في الجدول بالنسبة لقيم الكتل النسبية التجميعية ((Rel .mass (%))، عند النمط الخامس وصلت لـ 90%

أما بالنسبة للأزمة فنلاحظ أن الزمن يكون أكبر ما يمكن في النمط الأول ويتناقص كلما انتقلنا للأنماط الأخرى تدريجياً وذلك لأن المنشاء يشارك في الاهتزاز بأكبر نسبة في النمط الأول وهذه النسبة تتناقص تدريجياً مع زيادة الأنماط والنسب الموضحة أعلاه في الجداول ما هي الا نسب تراكمية.

نظراً لأن النمط الأول يشارك بأكبر نسبة في الاهتزاز بالتالي فإن زمن النمط الأول سيكون قريب جداً من الزمن الطبيعي للمنشاء

- تحديد الأنماط الحرجة وهي الأنماط التي فيها اعلى نسبة مشاركة للكتل الفعالة، وكان المتحكم هو (Mode 1) في الاتجاه X، و (Mode 1) في الاتجاه Y.

تشوه المنشأ في الطور (Mode 1- X direction):

ويوضح هذا الطور حركة وازاحة المنشأ في الاتجاه (X direction).

تشوه المنشأ في الطور (Mode 2- Y direction):

ويوضح أيضاً هذا الطور حركة وازاحة المنشأ في الاتجاه (Y direction).

• حساب مركزي الكتلة والجماعة (Center of Mass and Rigidity):

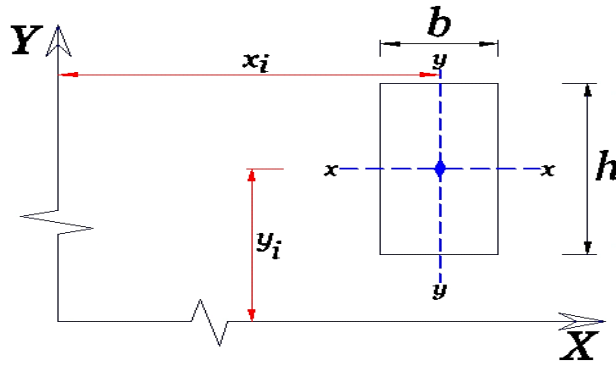
اولا حساب مركز الكتلة (Center of Mass):

يعرف مركز الكتلة للطابق بأنه مركز تطبيق محصلة الأوزان الرأسية لهذا الطابق او بالمكان أو النقطة التي تكون محصلة الأحمال في الدور كامل عندها، وهي تجميع لجميع الأوزان في الطابق في نقطة واحدة تعبر عنها، بحيث لو وضعت ركيزة عند هذه النقطة لأتزن الجسم كاملاً وهذا هو المفهوم الأساسي لمركز الكتلة، وهي النقطة التي تستقبل القوى الجانبية الناتجة عن التأثيرات الزلزالية.

يتم حساب وإيجاد مركز الكتلة للدور الواحد بناءً على جميع الأوزان الدائمة في المنشاء وهي كالتالي:

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

تم اختيار المحورين المتعامدين X، Y كمحاور مرجعية حول كتلة المنشأ.



• مركز الكتلة بالنسبة للمحور (X):

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

• مركز الكتلة بالنسبة للمحور (Y):

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

حيث أن:

W_i = وزن العنصر الإنشائي (i).

X_i = المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (Y).

Y_i = المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (X).

ثانياً: حساب مركز الجساءة (Center of Rigidity):

ويقصد في مركز جساءة المنشأة بأنه نقطة تأثير محصلة جساءة الإطارات المقاومة للاحمال الجانبية، والتي تحافظ على المنشأة من الدوران عند تطبيق قوة افقية على هذه النقطة، مع حدوث إزاحة افقية فقط للمنشأ.

كما ان نقطة مركز جساءة المنشأة تكون نقطة استقرار وتوازن المنشأ والمتمثلة في مركز كتلة المنشأ والتي تؤثر عندها القوى الافقية الناتجة عن الهزة الأرضية التي قد يتعرض لها المنشأ، وبالتالي فإن القوة المؤثرة عند مركز كتلة المنشأة يقاوم برد فعل مؤثر عند مركز الجساءة ولهذا ينبغي التحقق من تطابق مركز الجساءة بمركز الكتلة والتحقق من:

- تطابق مركز الكتلة مع مركز الجساءة يقاوم عزوم دوران المنشأ عند تعرضه للقوى الجانبية وحدوث إزاحة افقية للمنشأ فقط.
- في حالة عدم تطابق مركز الكتلة مع مركز الجساءة فانه يتولد عزم لي (عزوم فتل)، تعمل على زيادة قوة القص المؤثرة على العناصر المقاومة للقوى الجانبية. ولا تختلف طريقة حساب مركز الجساءة عن طريقة حساب مركز الكتلة في طريقة الحساب انما يكون الاختلاف فقط في اننا هنا نحسب عزوم القصور الذاتية للعناصر وليس الاوزان، ومن ثم تحديد مركز هذا العزم المقاوم. فعلياً يتم أخذ عزم القصور الذاتي هنا للجدران والاعمدة (Columns, Shear Wall)، وهي العناصر التي تقاوم القوى الجانبية، ويتم حساب احداثيات مركز الجساءة بالنسبة للمحورين (X,Y) من خلال المعادلتين التاليتين:

• مركز الجساءة بالنسبة للمحور (X):

$$X_{c.r} = \frac{\sum_{i=1}^n I_x Y_i}{\sum_{i=1}^n I_x}$$

حيث ان:

I_x = عزم القصور الذاتي للعنصر الانشائي حول المحور (X).

Y_i = المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (X).

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} + (Area \times Y_i^2) \quad \text{where } b \text{ Paralle to } x \text{ axis}$$

• مركز الجساءة بالنسبة للمحور (Y):

$$Y_{c.r} = \frac{\sum_{i=1}^n I_y X_i}{\sum_{i=1}^n I_y}$$

حيث ان:

I_y = عزم القصور الذاتي للعنصر الانشائي حول المحور (Y).

X_i = المسافة بين العنصر الإنشائي (i) والمحور (Y).

عند حساب جساءة العناصر المائلة تم استخدام دائرة موهر في تحديد زاوية ميل العنصر وحساب جساءة كل عنصر، كما قمنا بالحصول على القانون التالي الذي يعطي جساءة العناصر المائلة بكل سهولة، كما يلي:

$$I_{x1} = \left(\frac{B_1 \times H_1}{12} \right) \times (B_1^2 \times \cos^2(\theta_x) + H_1^2 \times \sin^2(\theta_x))$$

$$I_{y1} = \left(\frac{B_2 \times H_2}{12} \right) \times (B_1^2 \times \cos^2(\theta_y) + H_1^2 \times \sin^2(\theta_y))$$

• حساب المسافة بين مركز الكتلة ومركز الجساءة لطوابق المباني:

وتتوزع القوى الناتجة عن الهزة الزلزالية الأرضية أفقياً لكل الطوابق، بتأثير عاملين هما مركز جساءة كل الإطارات في الطابق والبعد بين هذه المراكز ومركز جساءة الطابق توزيعاً على العناصر الانشائية المقاومة للقوى الجانبية بحسب جساءة وبعدها عن مركز الجساءة، ونتيجة عدم تطابق مركزي الكتلة والجساءة يتولد عزم لي (عزوم قتل)، تعمل على زيادة قوة القص المؤثرة على العناصر المقاومة للقوى الجانبية، مما يؤدي الى زيادة ابعاد وتسليح هذه العناصر الانشائية بصورة كبيرة جداً، ومن هنا تظهر قدرات والمهندسين في معالجة هذه المشكلة والوصول الى قيمة اللامركزية الاقتصادية الأمثل (e)، والتي بالحصول عليها نحقق اقتصادية في الابعاد والتسليح وحل مسألة الاقتصادية العالية في المنشأ من خلال تطبيق خبرة المهندس واستخدامه للمهارات الهندسية في الحصول على أقل فرق ممكن بين مركزي الكتلة والجساءة من خلال تطبيق القواعد عند التوزيع للأعمدة وجدران القص واختيار المواقع المناسبة التي تقلل من اللامركزية بين مركزي الكتلة والجساءة، مع الالتزام وتحقيق اشتراطات التقسيم والوظيفة المعمارية للمنشأ ما أمكن.

إن القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ نتيجة الزلازل تعمل على دفع المنشأ في اتجاه حركة الزلزال، وإن وجود لامركزية كبيرة بين مركزي الكتلة والجساءة يؤدي الى تكون عزوم لي على المنشأ، تعمل على زيادة قوة القص المؤثرة على العناصر المقاومة للقوى الجانبية، نتيجة تعرض مركز كتلة المنشأ الى قوة الزلزال التي تقاومها قوة رد فعل في مركز الجساءة، وبالتالي فإن اللامركزية بين المراكز هي ذراع العزوم الذي يولد عزوم اللي نتيجة للقوى الأفقية، مما ينتج عنها قوى إضافية على بعض العناصر كما اوضحنا سابقاً بحسب بعدها عن مركز الجساءة.

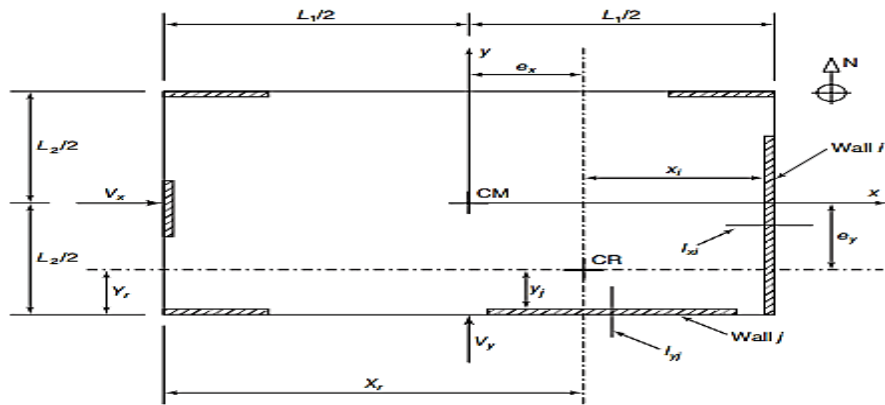
لا يوجد هنا معيار عام يمكن الاعتماد عليه، وإنما كلما زادت النسبة بين اللامركزية وبعد المنشأ في اتجاه هذه اللامركزية كلما كان التصميم غير اقتصادي، لذا تم وضع معيار استرشادي وليس الزامي نذكره هنا، وهو كالتالي :

- 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

ونتيجة عدم انتظام الأحمال فإنه لابد من افتراض ان مركز الكتلة ينزاح عن مركز الكتلة المحسوب مسافة قدرها ٥% من أبعاد المنشاء في اتجاه متعامد مع اتجاه القوة المدروسة وهذه الإزاحة تسمى بالإزاحة الطارئة وعليه فإن اللامركزية المتولدة على المبنى هي:

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

وهذه الإزاحة تسبب عزم فتل على كل طابق وتكون هذه الإزاحات كبيرة في المنشآت الغير



منتظمة

تم حساب مركزي الجساءة والكتلة باستخدام برنامج الروبوت وكانت النتائج كالآتي

$$(ex/Lx)_{avg} = 0.011664 \quad (ey/Ly)_{avg} = 0.034661$$

Ry(m)	Gx(m)	Gy(m)	Rx(m)	Ry(m)	ex	ey	ex/Lx	ey/Ly
Story 1	21	21	21	21	0	0	0	0
Story 2	21.02	21.02	21.01	21.11	0.01	0.09	0.0238	0.2143
Story 3	21.01	21.02	21.01	21.11	0	0.09	0	0.2143
Story 4	21.01	21.02	21.01	21.11	0	0.09	0	0.2143
Story 5	21.01	21.02	21.01	21.11	0	0.09	0	0.2143
Story 6	21.01	21.02	21.01	21.11	0	0.09	0	0.2143
Story 7	21.01	21	21.01	21.11	0	0.11	0	0.2619
Story 8	21.01	20.98	21.01	21.11	0	0.13	0	0.3095
Story 9	21.01	21.05	21.01	21.11	0	0.06	0	0.1429
Story 10	21.03	21.05	21.01	21.11	0.02	0.06	0.0476	0.1429
Story 11	21.02	21.06	21.01	21.11	0.01	0.05	0.0238	0.119
Story 12	21	21.03	21	21	0	0.03	0	0.0714

$$(ex/Lx)_{avg} = 0.0079 \quad . \quad (ey/Ly)_{avg} = 0.1766$$

حساب المتغيرات الزلزالية وحساب قوة القص القاعدي (Seismic Analysis):

1- تحديد معامل تصنيف المشغولية (Risk Category):

يتم تحديد هذا المعامل حسب الغرض من المنشاء او حسب طبيعة مشغولية المنشاء ويتم تحديده من جدول موجود في الكود (ASCE 7-10 Table 1.5-1) وهذا الجدول كالتالي:

حيث ان معامل المشغولية في مشروعنا هو (II)

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances when their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances when the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

*Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

٢- تحديد معامل الأهمية للمنشاء (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 7-10 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^a

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	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_e , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent 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.

وفي مشروعنا فإن معامل الأهمية يساوي (1) كون معامل المشغولية يساوي (II)

٣- 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 7-10) Table 20.3- وهذا الجدول هو كالتالي :

Site Class	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
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	$>2,000$ psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	$<1,000$ psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

وعليه فإنه لتصنيف التربة لابد من معرفة خصائصها واجراء الاختبارات اللازمة لها وفي حالة عدم وجود اختبارات للتربة فإنه يتم تصنيف التربة كتربة من نوع (D) (ASCE 7-10 11.4.2)، وفي مشروعنا لم يكن يوجد هناك أي فحوصات للتربة لذا سيتم اعتماد التربة من نوع (D)

٤- إيجاد البارامترات الزلزالية للهزة الأرضية:

a) : Find Mapped Acceleration
(Parameters (Ss & S1)

تعتمد هذه المعاملات على الشدة الزلزالية في المنطقة 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)

وقد تم الاستعانة بهذا الموقع للحصول على هذه المعلومات لمدينة صنعاء كما هو موضح في الصورة
وعليه فإن:

$$S1=0.17g$$

$$Ss=0.36g$$

b) Calculate Design Spectral :Acceleration Parameters

$$S_{Ds}=2/3 S_{MS}$$

$$S_{D1}=2/3 S_{M1}$$

S_{Ds} : بارامتر التسارع لطيف الاستجابة التصميمية في فتره قصيره.

S_{D1} : بارامتر التسارع لطيف الاستجابة التصميمية في فتره ثانية واحده

- ايجاد معاملات التسارع المعدلة لتاثيرات فئة الموقع (الحد الاقصى للزلزال MCE)

$$S_{MS}=F_a*S_s$$

$$S_{M1}=F_v*S_1$$

S_s : الحد الاقصى لطيف الاستجابة الزلزالي المعطى من الخرائط الزلزالية في فتره قصيرة

S_1 : الحد الاقصى لطيف الاستجابة الزلزالي المعطى من الخرائط الزلزالية لفتره ثانية واحدة

F_a, F_v : معاملات الموقع ويتم اخذها من جداول في الكود (ASCE 7-10 Tables 11.4-1 & 11.4-2)

بدلالة كلا من قيم ال S_s و S_1 ومعامل تصنيف التربة

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

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

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

$$F_a = 1.512 \quad , \quad S_s = 0.36$$

$$F_v = 2.12 \quad , \quad S_1 = 0.17$$

$$SMS = F_a * S_s = 1.512 * 0.36 = 0.544 \text{ g}$$

$$SM_1 = F_v * S_1 = 2.12 * 0.17 = 0.360 \text{ g}$$

$$SDS = (2/3) SMS = (2/3) * 0.544 = 0.363 \text{ g}$$

$$SD_1 = (2/3) SM_1 = (2/3) * 0.36 = 0.24 \text{ g}$$

c) Design Response Spectrum:

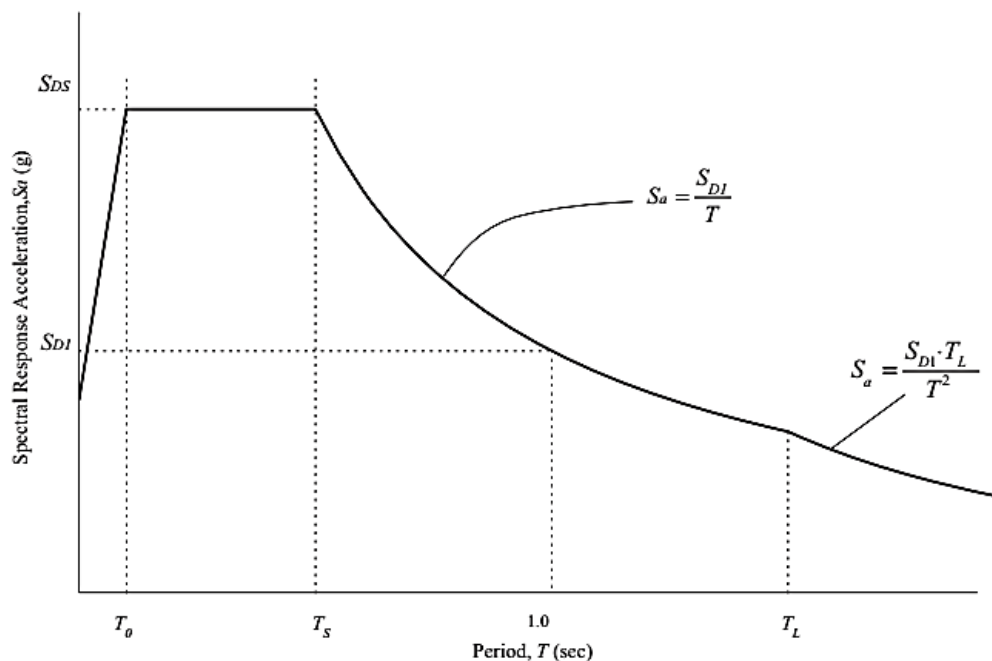


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum.

ومن هذا المخطط نجد ان:

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

$$S_a = SDS (0.4 + 0.6 * T/T_0)$$

But it is preferred to take $S_a = S_{DS}$ for the backside of the response spectrum.

2-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:

$$S_a = S_{D1}$$

3-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:

$$S_a = S_{D1}/T$$

4-For periods greater than T_L , which means $T > T_L$ then S_a is:

$$S_a = (S_{D1} * T_L) / T^2$$

- 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 ASCE 7-10, but we can use it as 8 seconds

$$T_s = 0.2 (S_{D1}/S_{DS}) \text{ (s)} ;$$

$$T_0 = (S_{D1}/S_{DS}) \text{ (s)}$$

٥- إيجاد معامل التصنيف الزلزالي (Seismic Design Category(SDC)) :

هذا التصنيف يدل على مدى شدة الزلزال وتأثيرها على ويتم تحديد هذا المعامل بدلالة كلاً من معامل تصنيف الخطورة (Risk Category) وكذلك باستخدام البارامترات الزلزالية التي تم حسابها مسبقاً (S_{D1} & S_{DS}) وهناك جدولين يمكن من خلالهما الحصول على هذا المعامل وهذين الجدولين هما:

(ASCE 7-10 TABLES 11.6-1 & 11.6-2)

Table 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short Period Response Acceleration Parameter

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

Table 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-S Period Response Acceleration Parameter

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

٦- تحديد نوع الجملة الإنشائية (Structural System)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω_0 ^e	Deflection Amplification Factor, C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _s (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
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
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel special concentrically braced frames ^f	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^g	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 ^h	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLSⁱ	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP

وعليه نجد من الجدول ان النظام المختار مسموح به للتصنيف " D " وهناك ايضا ثلاثة معاملات لكل نظام انشائي

يتم استخراجها من هذا الجدول وهذه المعاملات هي:

1- معامل تعديل الاستجابة (R) او ما يسمى بمعامل الممتدلية حيث ان هذا المعامل هو المعبر عن نوع

النظام الانشائي المستخدم، ويعتمد على تحليل الأداء التاريخي لمختلف الجمل الانشائية تحت تأثير هزات أرضية

عذيفة وقيمته لمشروعنا 5.5

- 2 - معامل تكبير المقاومة Ω_o وقيمته لمشروعنا 2.2
 3- معامل تكبير الإزاحة C_d ويستخدم لتحويل الإزاحة الطابقية من إزاحة مرنة الى إزاحة لدنة وقيمته
 لمشروعنا 4.5

٧ - حساب زمن الدور المنشأ التقريبي (T_a):

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

$$T_a = C_t * h_x \quad (ASCE 7-10 \text{ Equ. } 12.8.7)$$

حيث ان:

h - عبارة عن ارتفاع المنشأ من القاعدة

C_t و x - معاملات يتم ايجادها من جدول في الكود بناء على نوعية النظام الإنشائي للمبنى

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) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

$$h=43.20\text{m}$$

$C_t=0.0488$ & $x=0.75$ for all other structural Systems (ASCE 7-10 Table 12.8-2)

$$T_a = 0.0488 * 45 * 43.20^{0.75} = 0.822 \text{ s}$$

٨ - حساب أقصى زمن للمنشأ (T_{max}):

يتم حساب أقصى زمن اهتزاز للمنشأ من خلال المعادلة التالية:

$$T_{max} = C_u T_a$$

حيث ان:

C_u - معامل يتم ايجاده من جدول بدلالة SD

(ASCE Table 12.8-1)

$$C_u=1.46$$

$$T_{max}=C_u T_a =1.46*0.822=1.2 \text{ s}$$

٩- حساب قوة القص القاعدية V_{Base} من التحليل الاستاتيكي:

حيث يعطي الكود العلاقة في البند الخاص بالقص القاعدي وهي كالتالي :

$$V_{base}=C_s*W \text{ (ASCE 7-10 Equation 12.8-1)}$$

C_s : معامل الاستجابة الزلزالية

W : الوزن الداخل في حساب القوى الزلزالية

ويتم حساب المعامل C_s من خلال المعادلة التالية:

$$C_s=SDS/(R/I) \text{ ASCE 7-10 E qu. 12.8-2}$$

$$C_s=0.363/ (5.5/1) = 0.066$$

Check that:

- C_s should not exceed

ASCE 7-10 E Qu 12.8-

3.....

$$C_{s \text{ max}}=SD1/T*(R/I) \text{ for } T \leq T_L$$

ASCE 7-10 Equ 12.8-

4

$$C_{s \text{ max}}=SD1* T_L/T2*(R/I) \text{ for } T \leq T_L$$

Since $T=0.822\text{ s} < T_L=8\text{ s}$ so we will use E qu 12.8-3

$$C_s \max = SD1/T^*(R/I) = 0.244/0.822(5.5/1) = 0.0531 < C_s = 0.066$$

بالنسبة للوزن يساوي

$$W = 453877.97\text{ KN}$$

$$V_{base} = C_s * W = 0.0531 * 453877.97 = 24100.92\text{ KN}$$

التحليل الزلزالي في برنامج الروبوت (Seismic Analysis in ROBOT) :

وبتحديد جميع المعاملات الزلزالية الهامة اللازمة لأكمال عملية التحليل الزلزالي الذي توقفت عند تحديد الأنماط الأكثر حرجاً كما في الأعلى، يتم إجراء التحليل الزلزالي (Seismic Analysis IBC)، للحصول على نتائج القوى الزلزالية التي تؤثر على المنشأة عند تعرضها للمنشأة للهزات الزلزالية، وبالتحديد حساب القص القاعدي و الإزاحات الطابقية في برنامج الروبوت وفقاً للمدخلات التالية:

$$\begin{aligned} S_s' &= 0.36g & S_1 &= 0.17g \\ T_L &= 8 & R &= 5 \\ I &= 1 & C_d &= 4.5 \end{aligned}$$

• تراكيب الأحمال (loads Combinations):

$$\begin{aligned} 1) & 1.2D \pm 1.0E + 0.5L \quad E = E_h + E_v \\ &= 1.2D \pm 1.0\{\rho * QE + 0.2 SDC * D\} + 0.5L \\ &= (1.2 \pm 0.2SD_s) D + 0.5L \pm QE * + 0.2SD_s \\ &= (1.2 + (0.2 * 0.363)) D + 0.5L \pm QE \\ &= 1.2726 D + 0.5L \pm QE \quad \rho 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) & 0.9D \pm 1.0E \\ &= 0.9D \pm 1.0\{\rho * QE + 0.2 SDC * D\} \\ &= \{0.9 \pm 0.2 SDC\} D \pm 1.0 \rho * QE * -0.2SD_s \\ &= \{0.9 - (0.2 * 0.363)\} D \pm 1.0 * 1.0 * QE \\ &= 0.8274D \pm 1.0QE \end{aligned}$$

• حساب قوة القص القاعدي (Base Shear):

وهنا لتحديد قوة القص القاعدي التصميمية لابد لنا من القيام بعدة خطوات كالتالي:

• أولاً حساب قوة القص الديناميكي (Dynamic Base Shear):

وبتحديدنا لجميع المعاملات الزلزالية الهامة اللازمة لأكمال عملية التحليل الزلزالي الذي توقفت عند تحديد الأنماط الأكثر حرجاً كما في الأعلى، يتم اجراء التحليل الزلزالي (Seismic Analysis IBC)، للحصول على نتائج

★ بالنسبة لقوى القص القاعدي في نتائج برنامج الروبوت كانت كالتالي:

Name	h(m)	Seismic Direction _X		Seismic Direction _Y	
		FX (k N)	FY (k N)	FX (k N)	FY (k N)
Story 1	4	13897.43	4169.02	4169.24	13896.69
Story 2	4	13470.32	4088.3	4041.11	13627.62
Story 3	4	12792.02	4169.02	3837.62	13151.1
Story 4	4	7579.19	3750.49	3608.75	12501.58
Story 5	4	11119.54	3497.17	3335.87	11657.2
Story 6	4	10048.97	3187.92	1441.79	10626.38
Story 7	3.2	8827.28	2828.98	2648.2	9429.91
Story 8	3.2	7579.19	2451.63	2273.77	8172.07
Story 9	3.2	6234.41	2037.26	1870.34	6790.86
Story 10	3.2	4805.95	1588.35	1441.79	5294.47
Story 11	3.2	3298.74	1104.1	989.63	3680.32
Story 12	3.2	1715.92	581.63	514.78	1938.76

• ثانياً، حساب قوة القص استاتيكي (Static Base Shear):

كان لابد لنا من اجراء التحليل الاستاتيكي وقراءة نتائجه ومعايرتها في نتائج التحليل الديناميكي وفقاً لاشتراطات الكود الأمريكي (IBC)، بالنسبة للمنشآت الغير منتظمة والذي يشدد على التصميم وفقاً لقوة قص قاعدي ديناميكية لا تقل عن ١٠٠% في المنشآت المنتظمة تماماً، وبنسبة (80%-90%) بالنسبة للمنشآت الغير منتظمة من القوى الاستاتيكية وبالتالي قمنا اجراء التحليل الاستاتيكي لعدة اسباب منها:

- الاستعانة بنتائج التحليل الاستاتيكي للحصول على المعلومات اللازمة لمعرفة ضرورة اجراء التحليل الديناميكي أولاً.
 - التأكد من كفاية الاطوار او انماط التشوه للمنشأ، والتأكد من مساهمة الكتل الفعالة في إحداث تشوه للمنشأ، بحيث يكون مجموع الكتل المساهمة للأطوار لا يقل عن 90% من وزن المنشاء المستخدم في حساب قوة القص القاعدي .
 - تحديد ابعاد العناصر الانشائية بشكل شبه نهائي.
 - معايرة ومقارنة نتائج التحليل الاستاتيكي مع نتائج التحليل الديناميكي وفقاً للكود الأمريكي .
- وباستخدام المعاملات الزلزالية السابقة فما بأجراء التحليل الاستاتيكي وفقاً لزمن الاهتزاز الرئيسي للمنشأ كما يلي:

$$T_a = C_t \cdot h_x \quad \text{.....} \quad (ASCE 7-10 \text{ Equ.}$$

12. 8. 7)

➤ $T_a = 0.0488 \cdot (43.20)^{0.75} = 0.822 \text{ s}$

وبمقارنة هذا الزمن بالنسبة للزمن الناتج عن التحليل الطوري الديناميكي:

T_{Dynamic}	T_{static}	$T_{\text{static}}^{1.4}$
0.7 sec	0.822 sec	1.151 sec

وبالتحليل باستخدام برنامج الروبوت، بالنسبة للاتجاهين كانت نتائج التحليل الاستاتيكي كالتالي:

Name	h(m)	Static Direction _X		Static Direction _Y	
		FX (kN)	FY (kN)	FX (kN)	FY (kN)
Story 1	4	24103.99	-7074.7	7074.7	24103.99
Story 2	4	23866.27	-7008.32	7008.32	23866.27
Story 3	4	23322.8	-6846.12	6846.12	23322.8
Story 4	4	22459.46	-6589.88	6589.88	22459.46
Story 5	4	21244.07	-6229.11	6229.11	21244.07
Story 6	4	19665.03	-5760.38	5760.38	19665.03
Story 7	3.2	17718.84	-5182.68	5182.68	17718.84
Story 8	3.2	15592.79	-4552.02	4552.02	15592.79
Story 9	3.2	13153.3	-3828.3	3828.3	13153.3
Story 10	3.2	10405.15	-3012.99	3012.99	10405.15
Story 11	3.2	7350.82	-2106.84	2106.84	7350.82
Story 12	3.2	3985.99	-1108.57	1108.57	3985.99

• **معايرة نتائج قوة الديناميكية مع الاستاتيكية (Scaling of Forces)**

بعد اجراء التحليلين الاستاتيكي والديناميكي والمقارنة بين النتائج بالنسبة لقوى القص التي كانت كالتالي:

Analysis Type	Base Shear (kN)	
	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
Dynamic Analysis	13897.43	13896.69
Static Analysis	24103.99	24103.99

- نلاحظ ان القص القاعدي الديناميكي اقل من القص القاعدي الاستاتيكي بكثير، وبالتالي فإنه لا يمكن التصميم وفقاً لقوة قص ديناميكي اقل من ٨٥ % من القوة الناتجة في التحليل الاستاتيكي، وبالتالي لابد من اجراء معايرة بين القوى كما يلي:

$$\frac{\text{Dynamic Base Shear } F_x}{\text{Static Base Shear } F_x} \times 100 = \frac{13897.43}{24103.99} \times 100 = 57.65 \% < 85\%$$

يتم ضرب القوى الديناميكية بمعامل معايرة = ٨٥ % من النسبة بين القوتين:

$$\text{Scale Factor } X_{\text{direction}} = 0.85 \times \frac{V_{S.F}}{V_{D.F}} \quad \text{..... ASCE7-10 Section 12.9.1.4.1}$$

$$\text{Scale Factor } Y_{\text{direction}} = 0.85 \times \frac{V_{S.F}}{V_{D.F}} \quad \text{..... ASCE7-10 Section 12.9.1.4.1}$$

حيث ان:

$V_{S.F}$ = قوة القص القاعدي عن التحليل الاستاتيكي.

$V_{D.F}$ = قوة القص القاعدي عن التحليل الديناميكي.

0.85 = معامل يمثل كنسبة بين (90% - 80%)، للمنشآت الغير منتظمة ويؤخذ نسبة (100%) في المنشآت المنتظمة.

$$\text{Scale Factor } X_{\text{direction}} = 0.85 \times \frac{13897.43}{24103.99} = 1.47$$

$$\text{Scale Factor } Y_{\text{direction}} = 0.85 \times \frac{13896.69}{24103.99} = 1.47$$

بعد اجراء المعايرة Scaling وتعريف البرنامج بمعامل المعايرة للاتجاهين واجراء التحليل كانت نتائج القوى كالتالي:

Seismic Direction _X		Seismic Direction _Y	
FX (k N)	FY (k N)	FX (k N)	FY (k N)
20429.21	6128.46	6128.74	20428.13

وهذه النتائج تعطي القص الديناميكي نسبة ٨٥% من القص الاستاتيكي، وهي نسبة تصميمية مسموح بها في الكود

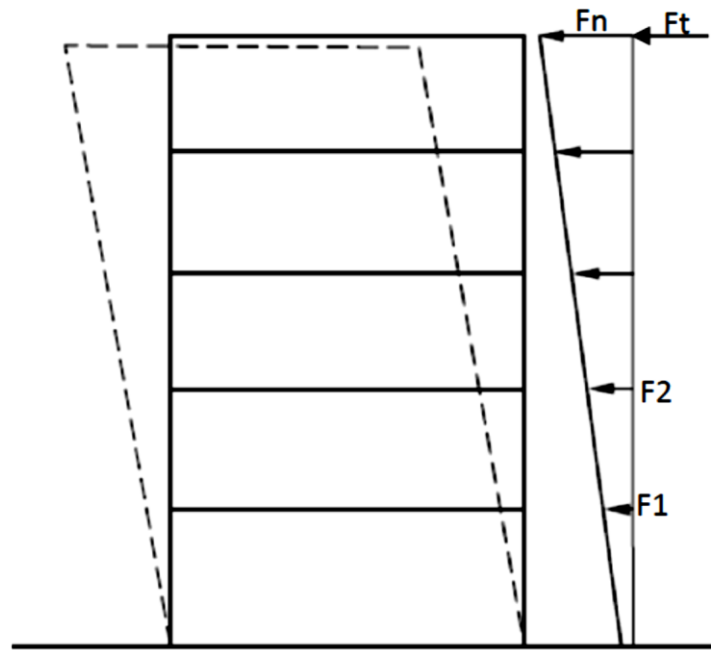
• رابعاً: قوة القص القاعدي الديناميكية التصميمية (Design Base Shear):

ويستعرض الجدول التالي نتائج قوة القص القاعدي خلال الطوابق بالإضافة الى قيم القص الطابقي لكل طابق كما يلي:

Name	h(m)	Seismic Direction _X		Seismic Direction _Y	
		FX (kN)	FY (kN)	FX (kN)	FY (kN)
Story 1	4	20429.21	6128.46	6128.74	20428.13
Story 2	4	19801.36	6009.8	5940.39	20032.6
Story 3	4	18804.26	5799.65	5641.25	19332.11
Story 4	4	17682.8	5513.21	5304.82	18377.32
Story 5	4	16345.71	5140.84	4903.69	17136.07
Story 6	4	14771.97	4686.25	4431.57	15620.78
Story 7	3.2	12976.09	4158.6	3892.81	13861.97
Story 8	3.2	11141.4	3603.9	3342.44	12012.94
Story 9	3.2	9164.58	2994.78	2749.39	9982.56
Story 10	3.2	7064.74	2334.87	2119.44	7782.87
Story 11	3.2	4849.14	1623.03	1454.75	5410.08
Story 12	3.2	2522.4	855	756.73	2849.98

• توزيع قوة القص في المستوى الرأسية (Vertical Distribution of Base Shear):

بعد حساب وإيجاد مقدار قوة القص القاعدي التصميمية نتيجة القوة الزلزالية التي تعرض لها المنشأ، يتم توزيع قوة القص هذه على الأدوار بحسب الإزاحات في كل طابق، وبالتالي يظهر الكود شكلاً مثلث لتوزيع القوى خلال الطوابق



ويتم حساب القص القاعدي في حالة التحليل الاستاتيكي للمنشآت كما تحدثنا عنها في الأعلى، ويتم توزيعها في المستوى الرأسي باستخدام المعادلة التالية:

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{ASCE 7-10 Equ. 12.8-11}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} \quad \text{ASCE 7-10 Equ. 12.8-12}$$

- 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 to level x or i
- h_x and h_i are the form the base of the structure to the level x or i (m)
- k is an exponent related to the structure period as follow: $k=1$ for $T \leq 0.5$ s $k=2$ for $T \geq 2.5$ s

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 for $T=0.848$ s $k=1.174$

ووفقاً لتوزيع القوى القص الطابقي الديناميكية وفقاً لنتائج برنامج الروبوت كان التوزيع كالتالي:

Name	h(m)	W(KN)	Modal Analysis Forces		Shear for each story	
			Vx (kN)	Vy (kN)	FX (kN)	FY (kN)
Story 1	4	20975.712	20429.21	20428.13	627.85	395.53
Story 2	4	21381.217	19801.36	20032.6	997.1	700.49
Story 3	4	21205.081	18804.26	19332.11	1121.46	954.79
Story 4	4	21381.217	17682.8	18377.32	1337.09	1241.25
Story 5	4	21439.929	16345.71	17136.07	1573.74	1515.29
Story 6	4	21381.217	14771.97	15620.78	1795.88	1758.81

Story 7	3.2	20291.13	12976.09	13861.97	1834.69	1849.03
Story 8	3.2	20467.264	11141.4	12012.94	1976.82	2030.38
Story 9	3.2	20529.121	9164.58	9982.56	2099.84	2199.69
Story 10	3.2	20529.121	7064.74	7782.87	2215.6	2372.79
Story 11	3.2	20529.121	4849.14	5410.08	1990.43	2560.1
Story 12	3.2	22064.046	2858.71	2849.98	2858.71	2849.98
		252174.17			20429.21	20428.13

التحقيقات الزلزالية

التحقق من استخدام معامل تكبير الإزاحة الطارئة A_x

وهو عبارة عن معامل تصعيد لقيمة اللامركزية الدنيا المستخدمة في حساب قوة القص الإضافية في العناصر الإنشائية نتيجة عزوم الفتل، ويتم إدخالها في الطوابق التي تزيد فيها الإزاحة القصوى عن ٢٠% من متوسط إزاحة الطابق يتم استخدام هذا المعامل في المنشآت المعرضة لعزوم فتل في حالة وجود عدم انتظام إنشائي ويتم التحقق من استخدام هذا المعامل من خلال المعادلة التالية:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad \text{ASCE 7-10 Equ (12.8-15)}$$

حيث أن:

δ_{max} : is the maximum displacement at level x

δ_{avg} : is the average of the displacements at the extreme points of the structure at level x

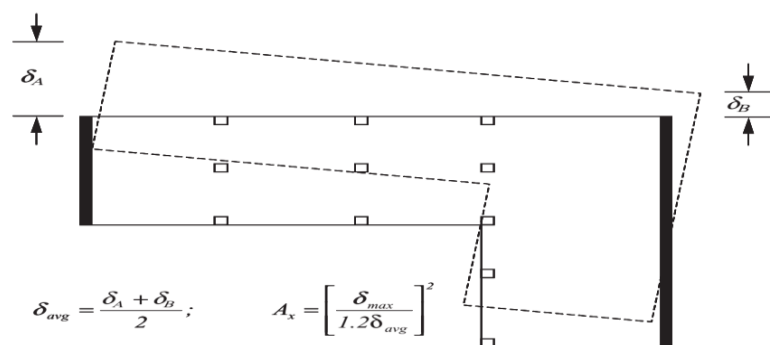


FIGURE 12.8-1 Torsional Amplification Factor, A_x

كما يجب ان لا يزيد هذا المعامل عن 3.0 وان لا يقل عن 1.0 وفي حالة اذا قل عن 1.0 فذلك يعني انه لا توجد الحاجة لتكبير الإزاحة الطارئة.

$$1.0 \leq A_x \leq 3.0$$

ملاحظة : ينص البند (ASCE 7-10 sec. 12.9.5) على عدم ضرورة التحقق من استخدام معامل تكبير اللامركزية

الطارئة

في التحليل الديناميكي وذلك لان التحليل الديناميكي يأخذ هذا المعامل في الاعتبار اثناء التحليل.

• التحقق من الإزاحات الطابقية: Drift

يقصد بالإزاحة الطابقية الفرق بين إزاحات الطوابق المتتالية عند مراكز كتل هذه الطوابق ويتم حساب الإزاحة

الطابقية لعدة أسباب أهمها:

1- يؤدي الانتقال الكبير في الطوابق العليا الى تأثيرات نفسية كبيرة على القاطنين حيث يزداد هذا الأمر سوا بالنسبة للمنشآت العالية، لذلك فإن الكود المستخدم يكون أكثر صرامة كلما زاد ارتفاع المبنى.

2- قد يؤدي هذا الانتقال الى انهيار جزئي أو كلي للعناصر المعمارية، مثل تكسر الزجاج في النوافذ وتضرر الحوائط الخارجية، وانهيار القواطع والأسقف المعلقة كالديكور 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.

3- 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.

4- عند حساب الانتقالات والإزاحات في المنشأ تؤخذ قيمة R النهائية المعتمدة بعد معرفة نسبة مساهمة الإطارات وبحسب نوع الجملة الانشائية المستخدمة.

5- 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:

ASCE 7-10 Equ (12.8-15)

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

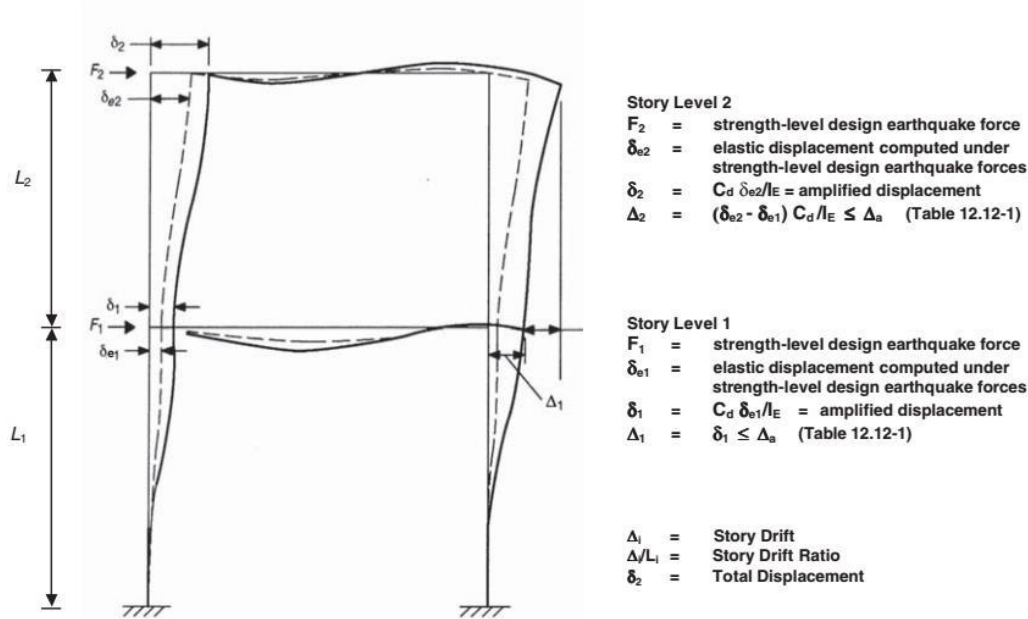
أن حيث:

C_d is the deflection amplification factor ($C_d=4.5$)

δ_{xe} is the deflection at level x determined by an elastic analysis

I_e is the importance factor

والشكل ادناه يوضح الفرق بين الإزاحة المرنة والإزاحة اللدنة وكيفية حساب الإزاحة الطابقية



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 لابد من مقارنتها بالقيمة المسموح بها للإزاحة الطابقية والتي يتم الحصول عليها من جدول موجود في الكود ASCE 7-10 Table 12.12-1 بدلالة نوعية النظام الإنشائي للمبنى وهذا الجدول موضح ادناه:

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

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

h_{sx} : عبارة عن ارتفاع الطابق

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

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 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 ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} is the story height below Level x.

^bFor seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

ملاحظة: ينص البند (ASCE 7-10 sec. 12.9.4.2) على ضرورة تكبير الإزاحات في حالة إذا كانت قوة القص الديناميكية اقل من 0.85 % من قوة القص الاستاتيكية وفي البرامج فإنه عند تكبير قوة القص القاعدية فإنه يستم تكبير باقي المخرجات من ضمنها الإزاحات ومن البند السابق نجد انه قد تم تكبير قوة القص القاعدية لذلك فإن الإزاحات التي سنحصل عليها ستكون مكبرة.

ملاحظة: في برنامج الربوت (Robot) في التحليل الديناميكي تكون الازاحات عبارة عن ازاحات غير مرنة (لدنة) لانها مضروبة في معامل تكبير الازاحة (Cd).
والجداول أدناه توضح الأزاحات الطبقية لكلا الإتجاهين:

story	X-Direction				check
	h	$\delta x(mm)$	$\Delta(mm)$	Δal	
1	4000	16.11	16.11	80	ok
2	4000	25.62	9.51	80	ok
3	4000	30.29	4.67	80	ok
4	4000	36.59	6.3	80	ok
5	4000	43.37	6.78	80	ok
6	4000	50.11	6.74	80	ok
7	3200	53.05	2.94	64	ok
8	3200	56.04	2.99	64	ok
9	3200	58.66	2.62	64	ok
10	3200	61.11	2.45	64	ok
11	3200	63.23	2.12	64	ok
12	3200	67.3	4.07	64	ok

story	Y-Direction				check
	h	$\delta y(\text{mm})$	$\Delta(\text{mm})$	Δ_{all}	
1	4000	6.78	6.78	80	ok
2	4000	12.85	6.07	80	ok
3	4000	18.8	5.95	80	ok
4	4000	25.25	6.45	80	ok
5	4000	31.53	6.28	80	ok
6	4000	37.49	5.96	80	ok
7	3200	41.1	3.61	64	ok
8	3200	44.49	3.39	64	ok
9	3200	47.44	2.95	64	ok
10	3200	50.14	2.7	64	ok
11	3200	52.62	2.48	64	ok
12	3200	55.61	2.99	64	ok

• التحقق من إدخال أو إهمال تأثير P-Delta Effects

تمثل قيمة الـ (P- Δ) قوى إضافية أخرى تنتج عن لا خطية المادة وتأثيرات الإزاحات وتسبب عزوم ثانوية على العناصر المقاومة في المنشآت المرتفعة ، وتعرف بالسلوك اللاخطي أو تحليل الدرجة الثانية، ويعبر عنها بنسبة لا تتجاوز ١٠% من العزوم الثانوية الى العزوم الرئيسية ويرمز لها بالرمز (θ) وفقاً للعلاقات التالية:

$$\theta_x = \frac{M_{secondary}}{M_{primary}}$$

Where:

$$M_{primary} = V_x \times h_i \quad \text{and} \quad M_{secondary} = P_x \times \Delta_{Mx}$$

$$M_{total} = M_{sp} + M_{ss}$$

$$\theta_x = \frac{P_x \Delta_{Mx}}{V_x h_i}$$

حيث أن:

$$\theta_x = \text{معامل استقرار الطابق المدروس في الاتجاه (X).}$$

$$P_x = \text{وزن الطابق المدروس الغير مصعد (كتلة).}$$

$$\Delta_{Mx} = \text{الإزاحة الطابقية نتيجة القوى الجانبية في الاتجاه (X).}$$

$$V_x = \text{قوة القص الطائقي عند منسوب الطابق المدروس.}$$

$$h_i = \text{ارتفاع الطابق المدروس.}$$

وتدخل تأثيرات عندما تكون $\theta_x \geq 10\%$ ، ويتم حساب قيم θ_x بالنسبة للاتجاهين وترتيبها كما في الجداول التالية:

		Check For P Delta Effects					
		X-Direction					
Name	P(KN)	Δ (mm)	FX (kN)	h(m)	$\theta\%$	$\theta_{max}\%$	check
Story 1	20975.7	16.11	20429.21	4	0.000918942	0.111111	no need
Story 2	21381.2	9.51	19801.36	4	0.000570486	0.111111	no need
Story 3	21205.1	4.67	18804.26	4	0.000292569	0.111111	no need
Story 4	21381.2	6.3	17682.8	4	0.000423203	0.111111	no need
Story 5	21439.97	6.78	16345.71	4	0.000494058	0.111111	no need
Story 6	21381.2	6.74	14771.97	4	0.000541977	0.111111	no need
Story 7	20291	2.94	12976.09	3.2	0.00031926	0.111111	no need
Story 8	20467	2.99	11141.4	3.2	0.000381437	0.111111	no need
Story 9	20529	2.62	9164.58	3.2	0.000407562	0.111111	no need
Story 10	20529	2.45	7064.74	3.2	0.000494396	0.111111	no need
Story 11	20529	2.12	4849.14	3.2	0.00062327	0.111111	no need
Story 12	22064	4.07	2858.71	3.2	0.002181454	0.111111	no need

		Check For P Delta Effects					
		Y-Direction					
Name	P(KN)	Δ (mm)	FY (kN)	h(m)	$\theta\%$	$\theta_{max}\%$	check
Story 1	20975.7	6.78	20428.13	4	0.000386763	0.1111	no need
Story 2	21381.2	6.07	20032.6	4	0.000359924	0.1111	no need
Story 3	21205.1	5.95	19332.11	4	0.000362581	0.1111	no need
Story 4	21381.2	6.45	18377.32	4	0.000416905	0.1111	no need
Story 5	21439.97	6.28	17136.07	4	0.000436516	0.1111	no need
Story 6	21381.2	5.96	15620.78	4	0.000453214	0.1111	no need
Story 7	20291	3.61	13861.97	3.2	0.000366964	0.1111	no need
Story 8	20467	3.39	12012.94	3.2	0.00040109	0.1111	no need
Story 9	20529	2.95	9982.56	3.2	0.000421294	0.1111	no need
Story 10	20529	2.7	7782.87	3.2	0.000494572	0.1111	no need
Story 11	20529	2.48	5410.08	3.2	0.000653512	0.1111	no need
Story 12	22064	2.99	2849.98	3.2	0.001607501	0.1111	no need

التحقق من عزوم الانقلاب Overturning

تؤثر القوى الجانبية التي يتعرض لها المنشأ تأثيرات تسبب عزوم دوران حول قاعدة المنشأ تعمل على دفع المنشأ باتجاه التأثير، مسببة انقلاب المنشآت وتنتج العزوم المسببة للانقلاب. يعطي الكود المستخدم ASCE 7-10 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 المنشاء كما في المعادلة التالية التي أعطاه الكود لحساب عزوم الانقلاب عند أي منسوب في المنشأ:

$$M_{\text{overturning}} = F_t \times h + \sum F_i \times h_i$$

حيث أن:

F_t = قوة القص عند أعلى منسوب.

F_i = قوة القص الطابقي عند منسوب الطابق المحسوب عنده.

h_i = الارتفاع من قاعدة المنشأ وحتى المنسوب المحسوب العزوم عنده.

h = ارتفاع المنشأ بالكامل.

تقاوم هذه العزوم عزوم تثبيت تعمل على ائزان المنشأ وتتعلق بوزن المنشأ بالكامل وتحسب كما يلي:

$$M_{X-\text{resisting}} = \sum W_i \times X_{c.m i}$$

$$M_{Y-\text{resisting}} = \sum W_i \times Y_{c.m i}$$

حيث أن:

W_i = وزن الطابق المدروس.

$X_{c.m i}$ = المسافة الى مركز كتلة الطابق المدروس في الاتجاه (X).

$Y_{c.m i}$ = المسافة الى مركز كتلة الطابق المدروس في الاتجاه (Y).

ويكون المنشأ آمن ضد الانقلاب عندما تزيد عزوم التثبيت عن مرة ونصف العزوم المسببة للانقلاب، ويعبر عن ذلك بعامل امان كالتالي:

$$Factor\ of\ Safty = \frac{M_{resisting}}{M_{overturning}} \geq 1.5$$

وقد تم عمل جميع الحسابات اللازمة في جداول حيث تم التحقق من التراكيب الزلزالية الثانوية المخفضة للحمل

الميت (0.9DL+E) كونها أكثر حرجا .

تم عمل الحسابات في شريحة الاكسل الخارجية وترتيبها كما في الجدول التالي:

Check of Overturning							<i>M_{resisting}</i>	
Name	FX (kN)	h(m)	<i>M_{overturning}</i>	Wi(KN)	Xi	Yi	M(x)	M(y)
Story 1	627.85	4	2511.4	20975.71159	21	21	440489.9	440489.9434
Story 2	997.1	8	7976.8	21381.21677	21	21	449005.6	449005.5521
Story 3	1121.46	12	13457.52	21205.08116	21	21	445306.7	445306.7044
Story 4	1337.09	16	21393.44	21381.21677	21	21	449005.6	449005.5521
Story 5	1573.74	20	31474.8	21439.92864	21	21	450238.5	450238.5014
Story 6	1795.88	24	43101.12	21381.21677	21	21	449005.6	449005.5521
Story 7	1834.69	27.2	49903.57	20291.12957	21	21	426113.7	426113.7209
Story 8	1976.82	30.4	60095.33	20467.26419	21	21	429812.5	429812.5481
Story 9	2099.84	33.6	70554.62	20529.12115	21	21	431111.5	431111.5441
Story 10	2215.6	36.8	81534.08	20529.12115	21	21	431111.5	431111.5441
Story 11	1990.43	40	79617.2	20529.12115	21	21	431111.5	431111.5441
Story 12	2858.71	43.2	123496.3	22064.04574	21	21	463345	463344.9606
Sum Σ			585116.2	252174.1746			5295658	5295657.667

$$F. S_x\ direction = \frac{\sum M_{resisting}(x)}{\sum M_{overturning}} = \frac{5295658}{585116.2} = 9.05 \geq 1.5$$

Checked

$$F. S_y\ direction = \frac{\sum M_{resisting}(y)}{\sum M_{overturning}} = \frac{5295657.667}{585116.2} = 9.05 \geq 1.5$$

Checked

• **التحقی من نسبة مشاركة الإطارات في مقاومة القوى الجانبية:**

نظرا لكون النظام المستخدم في مشروعنا عبارة عن نظام ثنائي بالتالي يجب ان تكون مساهمة الأطارات في

مقاومة الزلازل أكبر من 25% وقد تم أخذ نتائج مشاركة كلا من جدران القص والأطارات في مقاومة القوى

الجانبية من برنامج ال Robot وكانت النتائج كالتالي:

X-Direction					
Name	FX (kN)	FX to columns (kN)	FX to walls (kN)	Pr. Of Columns	Pr. Of Wall
Story 1	20429.21	13068.01	7361.2	63.96728018	36.03271982
Story 2	19801.36	18984.38	816.98	95.87412178	4.125878223
Story 3	18804.26	20186.34	-1382.08	107.3498239	-7.349823923
Story 4	17682.8	17390.9	291.9	98.34924333	1.650756667
Story 5	16345.71	16114.27	231.44	98.58409332	1.415906681
Story 6	14771.97	13928.56	843.42	94.2904704	5.709597298
Story 7	12976.09	13806.3	-830.21	106.3979982	-6.397998164
Story 8	11141.4	10910.79	230.61	97.9301524	2.069847595
Story 9	9164.58	9257.36	-92.78	101.0123759	-1.012375908
Story 10	7064.74	6970.5	94.24	98.6660514	1.333948595
Story 11	4849.14	5270.43	-421.29	108.6879323	-8.687932293
Story 12	2522.4	2081.4	441	82.51665081	17.48334919

Y-Direction					
Name	FY (kN)	FY to columns (kN)	FY to walls (kN)	Pr. Of Columns	Pr. Of Wall
Story 1	20428.13	5471.27	14956.86	26.7830193	73.2169807
Story 2	20032.6	16284.71	3747.89	81.2910456	18.7089544
Story 3	19332.11	17799.79	1532.32	92.07370535	7.926294647
Story 4	18377.32	16280.78	2096.54	88.5916989	11.4083011
Story 5	17136.07	15853.89	1282.18	92.51765428	7.482345719
Story 6	15620.78	13570.94	2049.84	86.87747987	13.12252013
Story 7	13861.97	15311.14	-1449.18	110.4542861	-10.45435822
Story 8	12012.94	11847.18	165.77	98.6201546	1.379928644
Story 9	9982.56	10872	-889.43	108.9099389	-8.909838759
Story 10	7782.87	8340.8	-557.93	107.1686923	-7.168692269
Story 11	5410.08	7139.69	-1729.62	131.9701372	-31.97032207
Story 12	2849.98	1903.97	946.01	66.80643373	33.19356627

أشرفه:

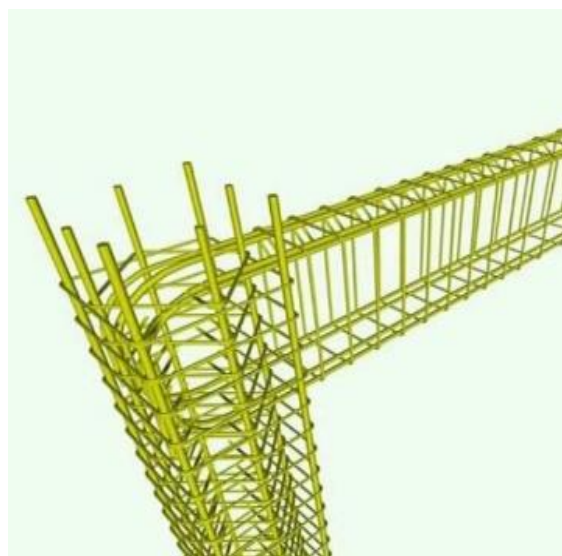
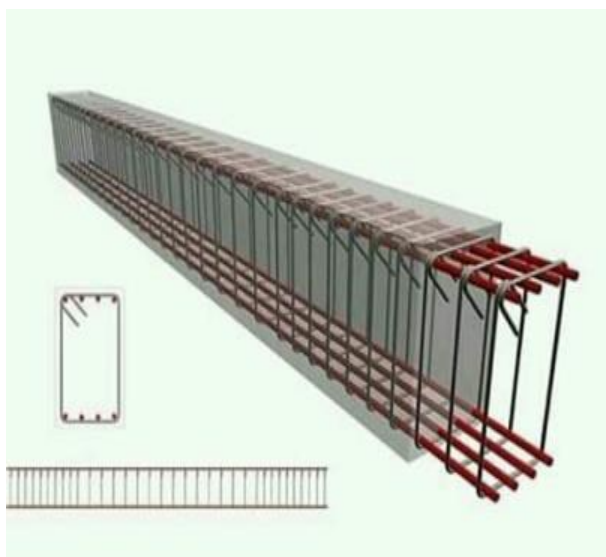
د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب السادس : الجسور

الجسور

Beams



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م – اليمن – الجامعة الإماراتية الدولية

○ مقدمة عن الجسور

تعتبر الجسور من العناصر الإنشائية الأفقية القادرة على تحمل أحمال مستعرضة متعامدة على محورها الطولي نتيجة الأحمال القادمة من البلاطات والجدران وكذا الوزن الذاتي والتي تنشأ عنها عزوم الانحناء فإنه سوف يحدث لها انحناء مصحوبا بقوة ضغط على السطح العلوي وقوى شد على السطح السفلي لها وبما أن الخرسانة ضعيفة في الشد فأنه يوضع حديد للتسليح في منطقة الشد لمقاومة الشد في هذه المنطقة من العتبة .

○ الوظيفة الإنشائية:

- نقل الأحمال المسلطة عليها وتشمل الوزن الذاتي والأحمال القادمة من البلاطات وأوزان الجدران والأحمال الجانبية أو الأفقية إلى الأعمدة مباشرة أو عن طريق الجسور ومن ثم إلى الأعمدة الرئيسية.
- وصل الأعمدة مما يقلل من الطول الفعال للانبعاج الأعمدة.
- تقسيم البلاطات ذات المساحات الكبيرة إلى أجزاء للحصول على سماكات اقتصادية.

○ تصنيف الجسور الخرسانية :

تصنيف الجسور حسب الشكل:

- | | |
|--------------------|--------------------------|
| (Deep beam) | الجسور العميقة |
| (Short cantilever) | الجسور الكابولية القصيرة |
| (circular beam) | الجسور الدائرية |
| (Broken beam) | الجسور المكسرة |
| (curved beam) | الجسور المقوسة |
| (Normal beam) | الجسور العادية |

1- جسور رئيسية (Girder beam):

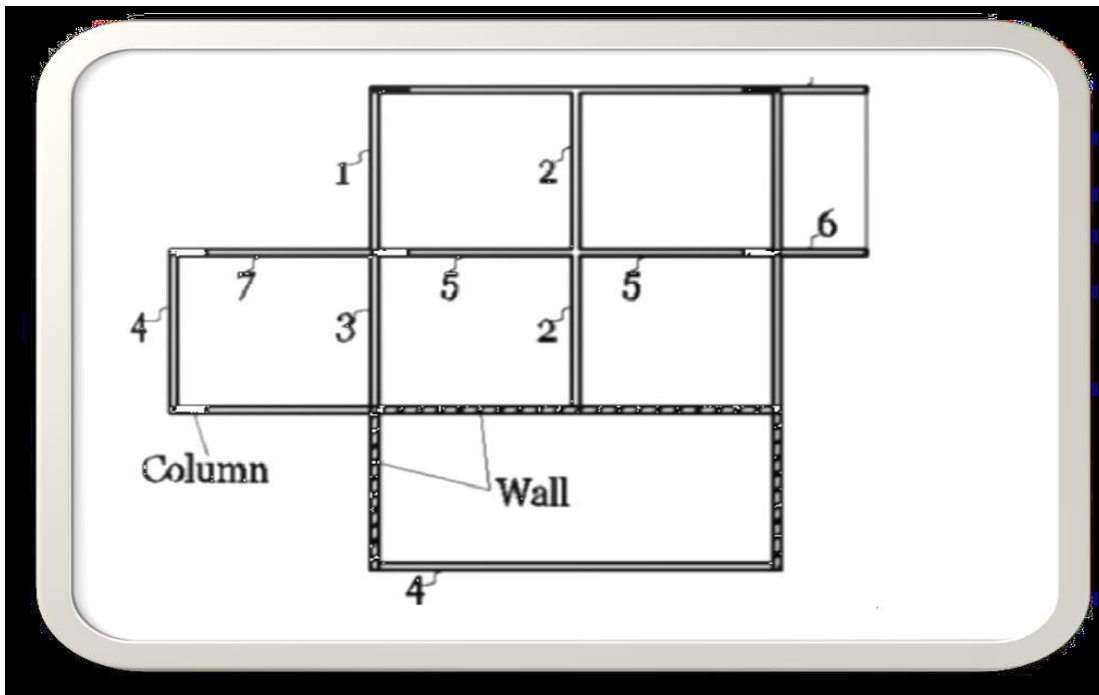
هي الجسور التي تقوم بنقل الأحمال القادمة من الجسور الثانوية بالإضافة إلى الأحمال الأخرى مباشرة إلى الأعمدة وتكون في الاتجاه القصير .

2- جسور ثانوية (secondary beam) :

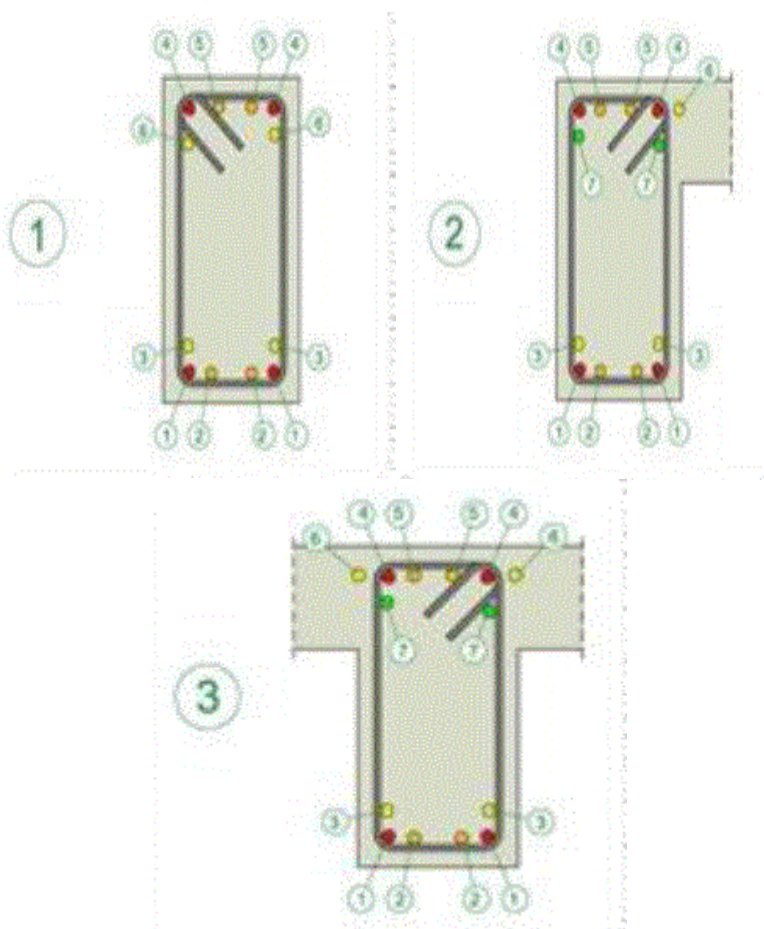
هي الجسور التي تستخدم في تقسيم البلاطات ذات المساحات الكبيرة إلى أجزاء للحصول على سماكات اقتصادية وتقوم بنقل الأحمال القادمة من الطابق إلى الجسور الرئيسية

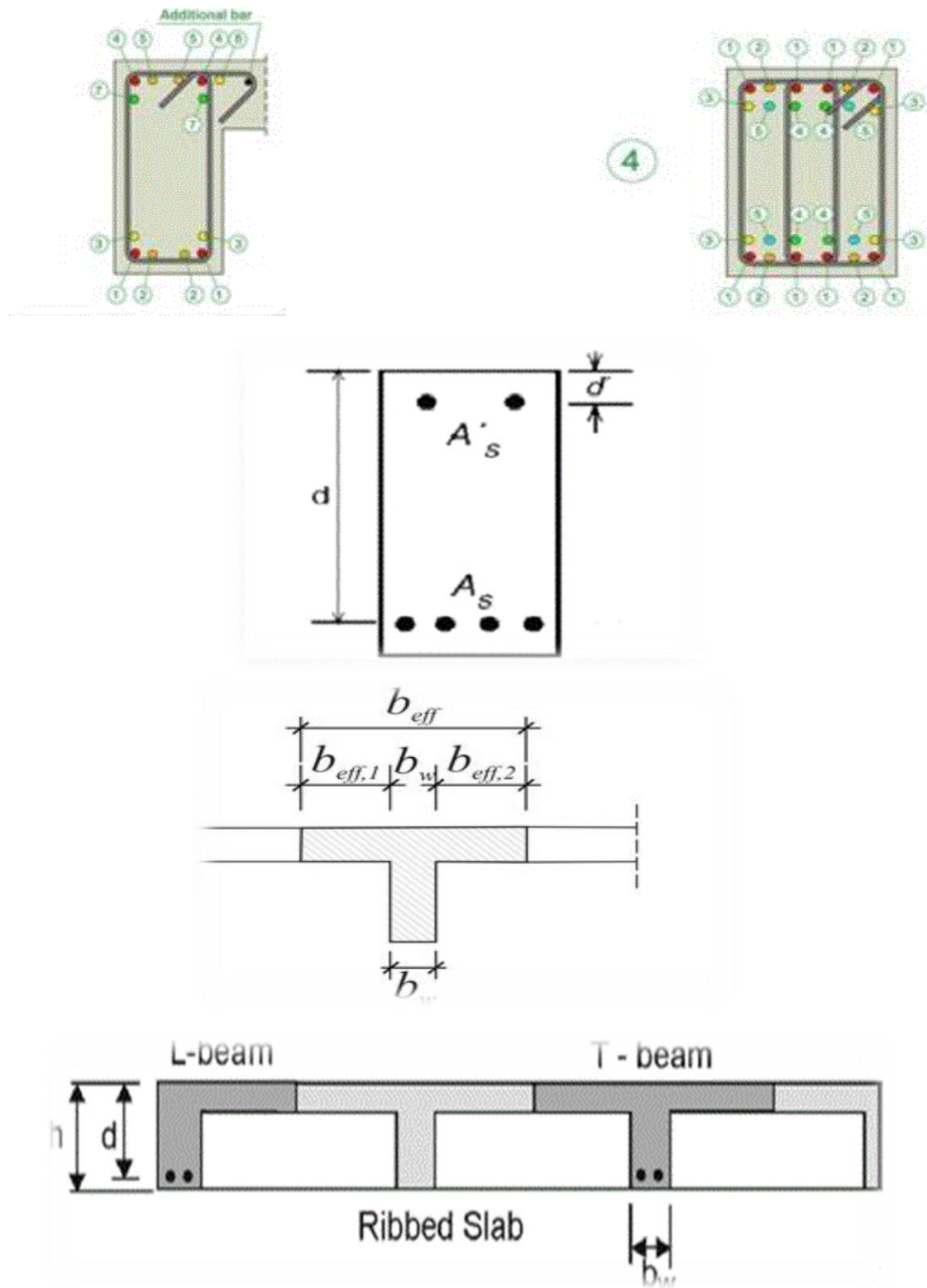
3- جسور شبة ثانوية (semi secondary beam) :

هي جسور متصلة بعمود او جدار قص من جهة واحدة فقط والطرف الثاني متصل بجسر او جدار عادي مثل الجسر رقم (5) في الشكل أدناه.



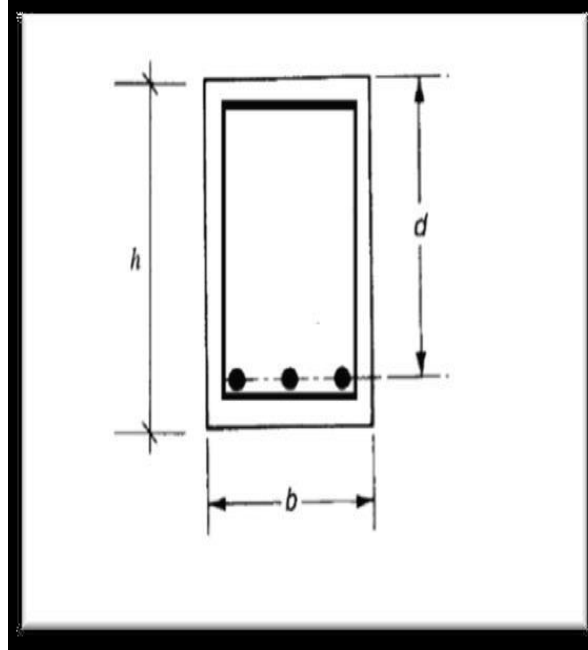
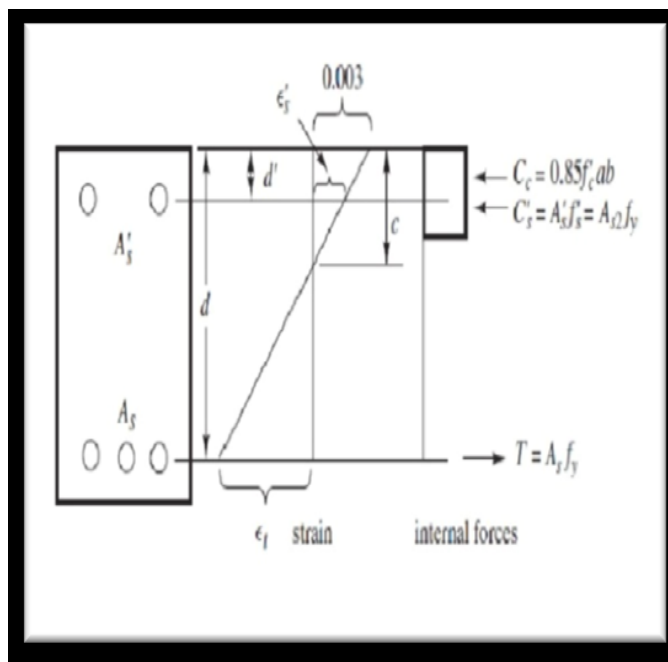
- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| (T – section) | ١- المقطع على شكل حرف T |
| (L - section) | ٢- المقطع على شكل حرف L |
| (Ring beam) | ٣- جسور حلقيّة |
| (rectangle section) | ٤- المقطع المستطيل |
| | ٥- المقاطع الغير قياسية |





تصميم الجسور حسب تحديد التصلب للقطاع العرضي :

- 1- جسور ذات تسليح مفرد (Single reinforcement section) .
- 2- جسور ذات تسليح مزدوج (Double reinforcement section) .

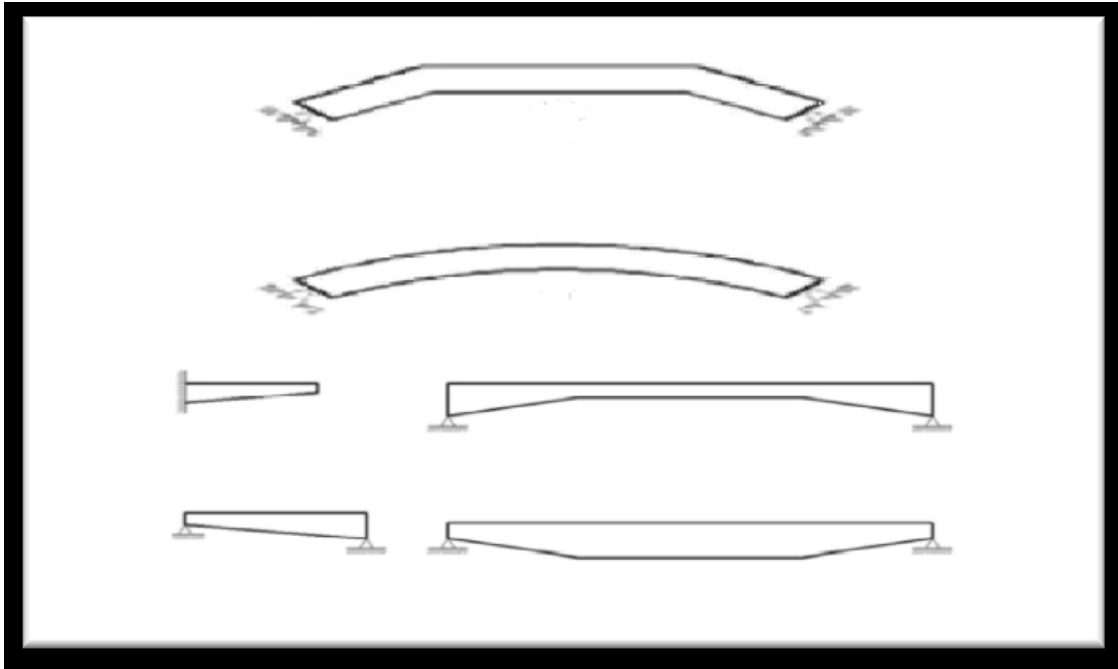


تصنيف الجسور حسب حسب التثبيت عند نهاية الجسر :

- 1- جسور بسيطة الارتكاز (Simply supported beams) .
- 2- جسور مثبتة عند النهايات (Fixed supported beams).
- 3- جسور بسيطة الارتكاز من جهة ومثبتة من جهة اخرى (Simply supported for one end and fixed supported for other end).
- 4- جسور نسبية التثبيت (partial fixation beams) .

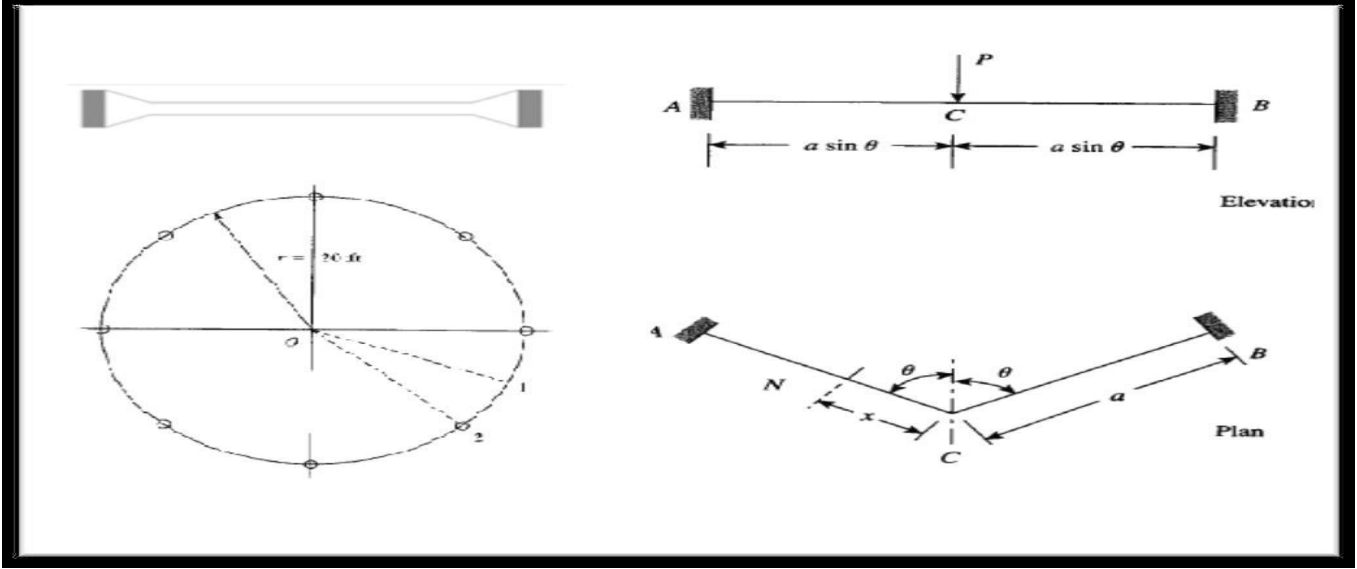
تصنيف الجسور حسب القطع الطولي :

- ١- جسور مستقيمة (Straight beams).
- ٢- جسور مقوسة (Curved beams) .
- ٣- جسور مضلعة (Polygon beams).
- ٤- جسور متغيرة العمق (Beams with changeable depth).



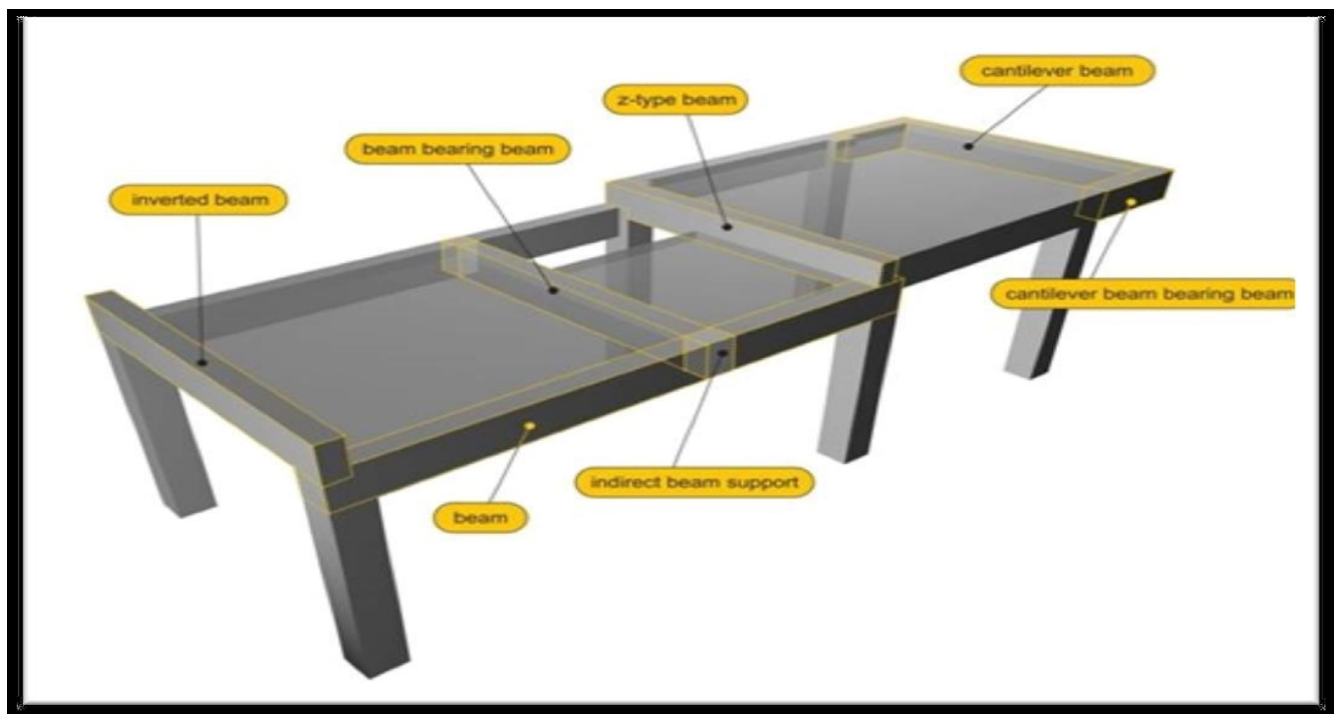
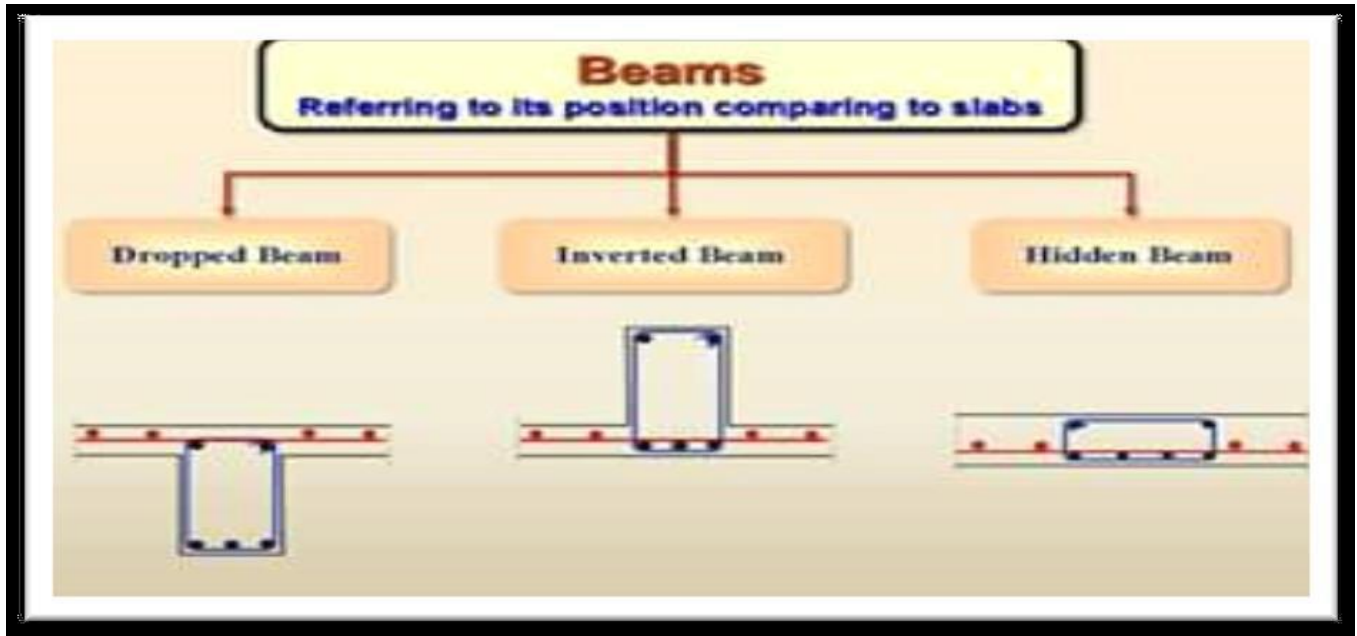
تصنيف الجسور حسب المسقط الأفقي :

- 1- جسور مستقيمة (Straight beams)
- ٢- جسور منحنية (Curved beams) .
- ٣ - جسور مكسرة (broken beams) .
- ٤- جسور متغيرة العرض عند الاطراف (Beams with changeable width in edges) .



تصنيف الجسور حسب موقع الجسر بالنسبة للأحطة :

- 1 - جسور ساقطة (Drop beam)
- 2- جسور مخفية (Hidden beams)
- 3- جسور مقلوبة (Inverted beam)



تصنيف الجسور حسب انماط 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 (ρ) أقل من نسبة التسليح للمقطع المتزن (ρ_b) لذا فان تسليح الشد تصل إلى مقاومة الخضوع (f_y) قبل وصول الخرسانة إلى مقاومة الانضغاط ($0.85 f_c$) بمعنى أن الانفعال في تسليح الشد (ϵ_s) يصل إلى انفعال الخضوع (ϵ_y) في حين يكون الانفعال في الخرسانة عند أقصى ليفه (ϵ_c) يصل إلى القيمة (0.003) أنظر الشكل وهذا النوع من الفشل يفضل مقارنته ببقية الأنواع لأنه يعطي مؤشرات تحذيرية قبل الانهيار من خلال ظهور الشقوق والترخيم المتزايد تدريجيا مما يتيح الفرصة أو المجال لتجنب الانهيار المفاجئ. وفي هذا النوع من الفشل يحدث خضوع لحديد التسليح قبل حدوث تشرخ في الخرسانة. وسبب هذا الفشل هو أن المقطع الخراساني يحتوي على كمية قليلة من حديد التسليح ويسمى المقطع في هذه الحالة (UNDER-REINFORCED SECTION) ولتلافي هذا النوع من الانهيار فقد حدد الكود الأمريكي نسبة التسليح الدنيا لحديد التسليح (ρ_{min}) والتي يجب عدم استخدام نسبة أقل منها عند التصميم وتؤخذ القيمة الأكبر بين القيمتين :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} , \quad \frac{1.4}{f_y}$$

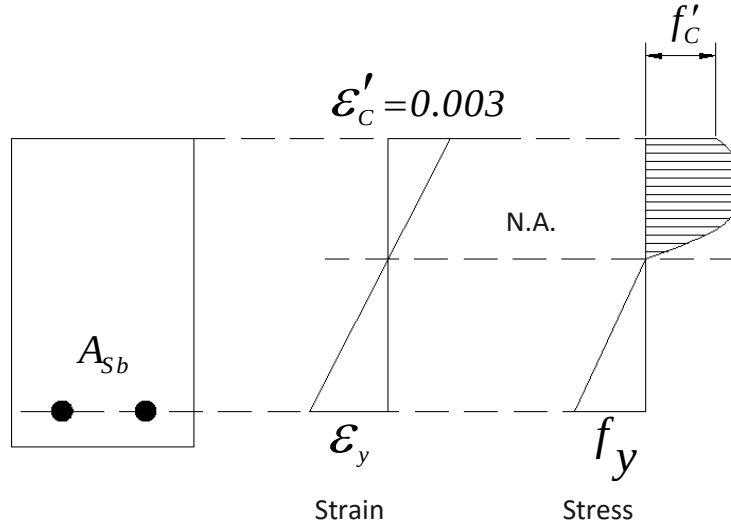
٢ فشل الاتزان : (Balanced – Reinforced Beam (Balanced Failure)) :

و يحدث هذه النوع من الفشل في المقطع العرضي لعتبة مستطيلة عندما تصل الاجهادات في تسليح الشد إلى إجهاد الخضوع (f_y) و الخرسانة إلى مقاومة الانضغاط في آن واحد أي أن هذا الفشل يحدث عند وصول انفعال في الخرسانة في وجه الانضغاط إلى أقصى انفعال مقداره 0.003 أنيا مع وصول الانفعال في تسليح الشد إلى انفعال الخضوع (ϵ_y) و تحدث هذه

الحالة عند وجود تسليح شد مقداره $((Asb))$ و نسبة التسليح (ρb) . انظر الشكل السابق...

وهذه الحالة تحدث عند خضوع حديد التسليح في نفس الوقت الذي يحدث فيه فشل وتشرخ للخرسانة

ويسمى المقطع في هذه الحالة (BALANCED SECTION).



٣- فشل الانضغاط في المقطع الزائد التسليح (Over - Reinforced Beam (compression Failure)) :

ويحدث مثل هذا النوع من الفشل في المقطع العرضي لعتبة مستطيلة في حالة وصول الخرسانة في منطقة الانضغاط إلى المقاومة القصوى $((f_c))$ في حين تسليح الشد لم يصل إلى إجهاد الخضوع $((f_y))$

وذلك بسبب زيادة مساحة تسليح الشد عن (Asb) وفي هذا النوع من الفشل يحدث فشل وتشرخ في الخرسانة

قبل وصول حديد التسليح إلى إجهاد الخضوع ويسمى المقطع في هذه الحالة (OVER- REINFORCED)

ويحدث هذا الفشل فجأة وبدون تحذير مسبق لشاغلي المنشأ وعليه فإن الكود لا يسمح بتصميم البلاطات والجسور الخرسانية على أساس هذا النوع من الفشل وعليه فإن الكود الأمريكي حدد النسبة المئوية العظمى

(p_{max}) لحديد التسليح المستخدم في الجسور الخرسانية دون تسليح في منطقة الانضغاط.

ملاحظة هامة

نوعي الفشل سواء في حالة الاتزان أو عند التسليح الزائد للمقطع يتميزان الفشل المفاجئ بسبب أن الفشل يحدث في الخرسانة التي تتميز بالقصافة والهشاشة عند الانتهاء مع العلم أن هذين النوعين من الفشل يكونان مترافقان مع شقوق صغيرة والتزخيم أو أود قليل لا يندثر بوقوع الانتهاء أو الفشل للمقطع لذا يتم تجنب الوصول إلى مثل هذين النوعين من الفشل لأنه لا يتيح المجال لشاغلي المبنى وما به من الإخلاء وتجنب الكارثة.

تصنيف الجسور حسب طرق التنفيذ :

جسور مصبوبة في الموقع غير (*Cast-in-place concrete (non prestressed)*)
1- مسبقة الاجهاد

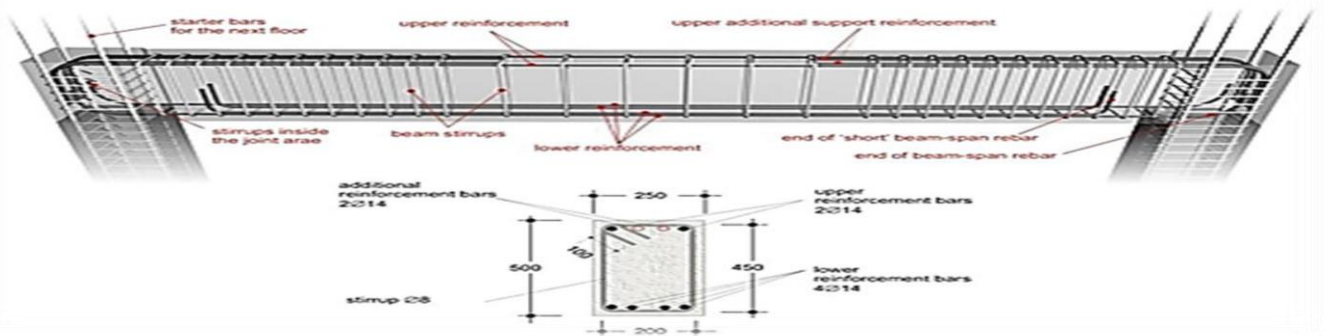
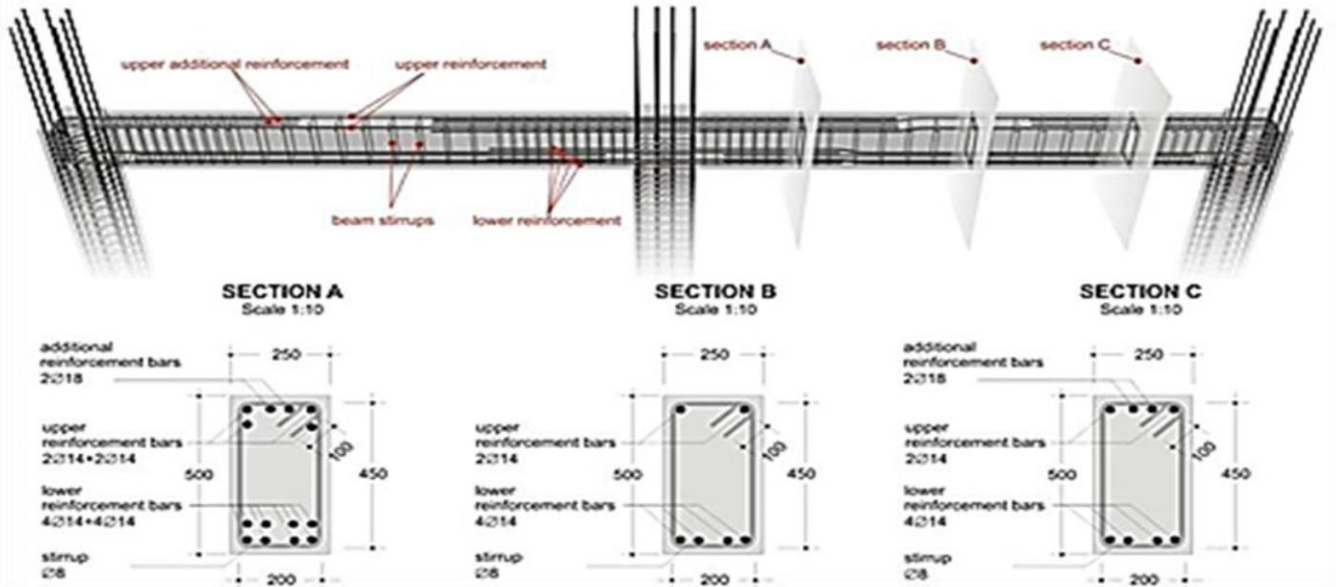
٢- جسور مصبوبة في الموقع مسبقة (*Cast-in-place concrete (prestressed)*)
الاجهاد

٣ - جسور مصبوبة خارج الموقع في الغالب (*Precast concrete (manufactured under plant control conditions)*)
تكون مسبقة الاجهاد

جميع الجسور التي سوف نتكلم عليها في مشروعنا تتبع النوع الاول

ملاحظه

جميع الجسور التي سوف نتكلم عليها في مشروعنا تتبع النوع الاول .



- متطلبات الكود في تصميم الجسور (ACI Code-14-sec18.6 Beams of SMRF):

المادة (ACI-14 sec(20.6.1.3.1)).

يحدد اقل غطاء خرساني يمكن استخدامه لحماية حديد التسليح في الجسور حسب نوع التنفيذ

للخرسانة المصبوبة موقعا الغير مسبقة الاجهاد (ACI-14 sec(20.6.1.3.3)) في البند

(Cast-in-place concrete (non prestressed)).

المادة (7.7@ ACI-11) يحدد اقل غطاء خرساني يمكن استخدامه لحماية حديد التسليح في الجسور حسب نوع تنفيذ الجسور.

في البند (7.7.1) للخرسانة المصبوبة موقعا الغير مسبقة الاجهاد (Cast-in-place concrete(non prestressed))

يعطي سمك اقل غطاء خرساني بالنسبة للجسور والاعمدة (40) مم بالنسبة للتسليح الرئيسي (Primary reinforcement) الكانات ، (stirrups) التسليح الحلزوني(كانات الاعمدة الدائرية) (spirals) و الربطات الجانبية (كانات الاعمدة) (ties) .

في البند (٧.٧.٦) يوصي بزيادة سمك غطاء الخرسانة بصورة مناسبة عند تعرض الخرسانة الى ظروف بيئية قاسية بموجب اصناف التعرض الواردة في الفصل الرابع من الكود .

في البند (٧.٧.٧) يوصي بحماية حديد التسليح و الاجزاء المغروسة (inserts) و الالواح المخصصة للربط مع الاضافات المستقبلية من ظروف التآكل .

في البند(٧.٧.٨) يوصي بزيادة سمك الغطاء الخرساني عن ما ورد في البنود (7.7.1 الى (7.7.7) عند احتمال التعرض الى الحريق والبنود الباقية بالنسبة للغطاء الخرساني مذكورة في الباب السابع من الكود .

المادة (7.9@ ACI-08) تنص على اشتراطات مناطق الاتصال (Connections) من ناحية التطويق .

أ - في مناطق الارتباط للعناصر الرئيسية للهيكل الإنشائي (كالأعمدة والجسور) يجب أن يكون تطويق وصلات تراكب التسليح المستمر و نقاط تثبيت التسليح الذي يتوقف(ينتهي) عند مناطق الاتصال .

ب - ينبغي ان يتحقق التطويق في مناطق الاتصال باستخدام خرسانة اضافية

(Concrete External) او باستخدام رابطات مستعرضة مغلقة (Closed Ties) او حديد حلزوني او كانات حديدية .

T تتكلم عن الاشتراطات الخاصة بالجسور على شكل حرف (ACI-08@) 8.12 المادة

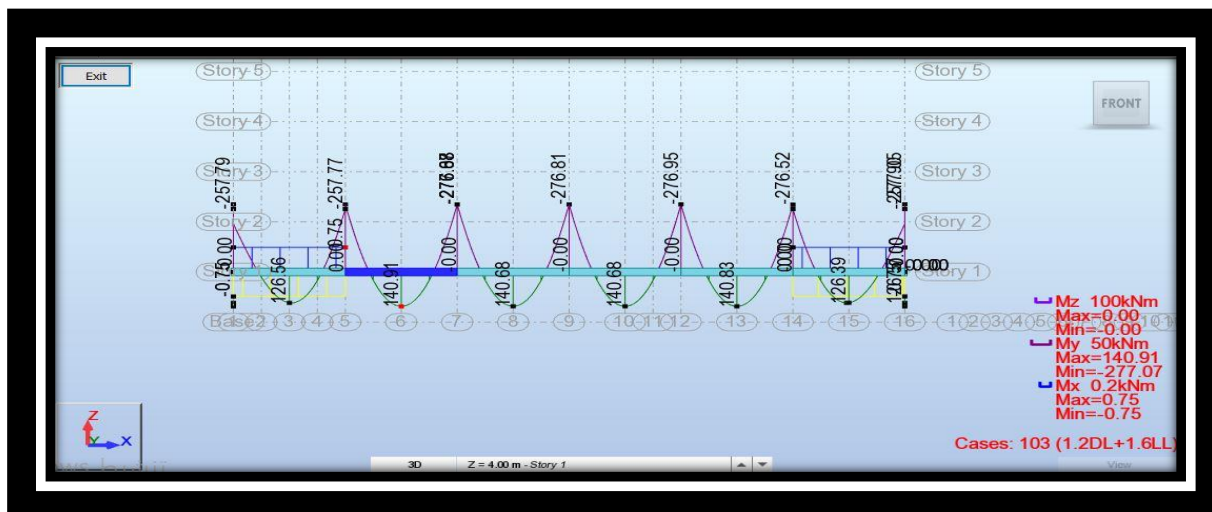
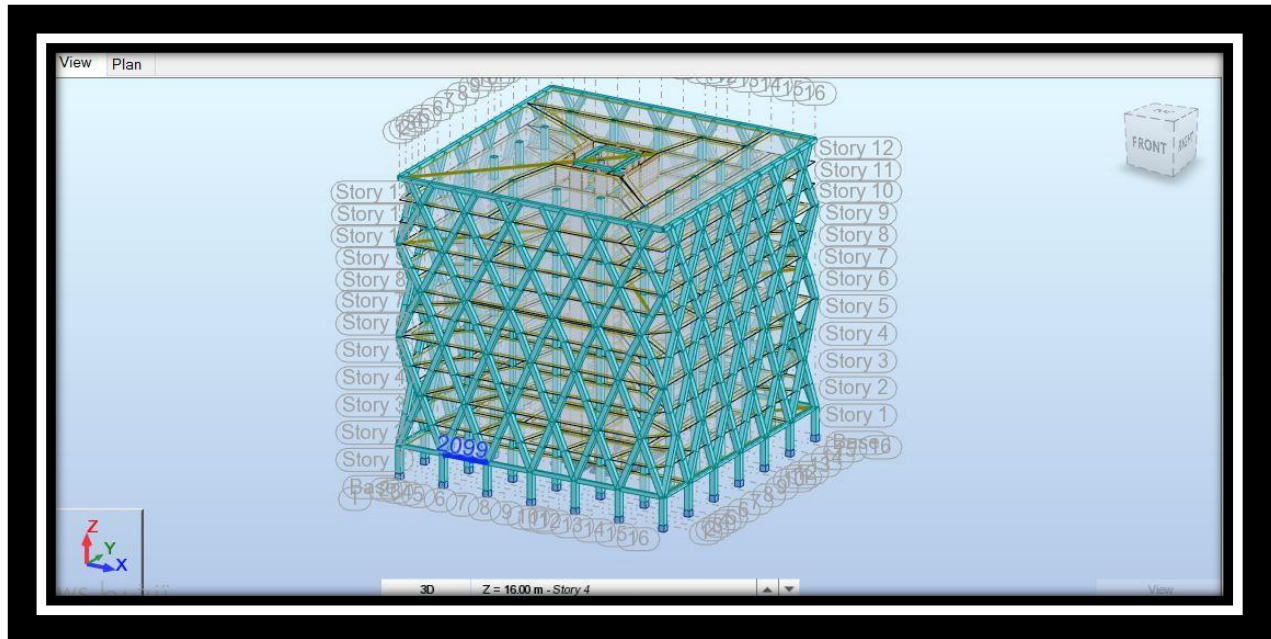
بحيث يتم صب الجنا (T) يوصي بضرورة تشييد الجسور نوع حرف (8.12.1 البند

● تصميم (Design Beam)

الجسور

تم اختيار أحد جسور الطابق الارضي وتم استخراج القوى على هذا الجسر من خلال المخططات القوى كما توضحه الصور المأخوذة من نتائج برنامج التحليل كما يلي :
(analysis 2016 ROBOT structural) المستخدم

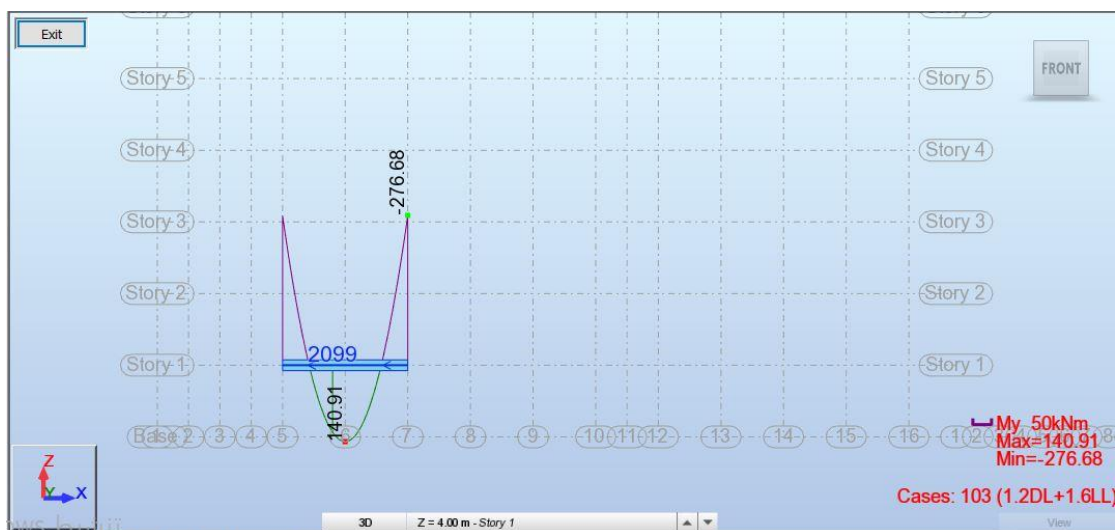
Example 1: Beam (2099) :



مخطط عزوم الانحناء (Bending Moment Diagram)



مخطط قوى القص (Shear Forces Diagram)



◆ Given:

$$\max M_{y(-ve)} = -276.68 \text{ kN.m}$$

$$\max M_{y(+ve)} = 140.91 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 232.37 \text{ kN}$$

$$T_u = M_x = 0 \text{ kN}$$

Section (600 × 300 mm) a Hidden

Beam

$$L = 7 \text{ m}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa} \quad f_c = 35 \text{ Mpa}$$

◆ Check design as beam or column:

$$F_x = P_u = 0 \text{ KN}$$

$$0.1 A_g f_c = 0.1 \times 300 \times 600 \times 35 \times 10^{-3} \\ = 630 \text{ KN}$$

$$P_u < 0.1 A_g f_c \rightarrow \text{The section is beam .}$$

◆ Check design critical moment for Special moment resisting frame according to ACI Code-14 section 18.6:

1 – Check that :

$M_{(+ve)}$ at the face of joint

$$\geq 0.5 M_{(-ve)} \text{ at the face of joint}$$

$$M_{(+ve)} \text{ at the left joint} = \frac{M_{(-ve)} \text{ at the joint}}{2} \\ = \frac{-257.77}{2} = -128.885 \text{ kN.m}$$

$$M_{(+ve)} \text{ at the right joint} = \frac{M_{(-ve)} \text{ at the joint}}{2} \\ = \frac{-276.68}{2} = -138.34 \text{ kN.m}$$

2 – Check that :

$$M \text{ at any point of section} \geq \frac{1}{4} M_{\max} \text{ at the face of joint}$$

$$M_{(-ve)} \text{ at the middle} = \frac{\max\{M_{+ve}, M_{-ve}\}}{4} \\ = \frac{-276.68}{4} = -69.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{(+ve)} \text{ at the middle span} \geq \frac{\max\{M_{+ve}, M_{-ve}\}}{4} \\ = \frac{257.77}{4} = 64.4 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow 71.37 \text{ kN.m} <$$

$$M_y (+ve) =$$

$$172.98 \text{ kN.m ok}$$

◆ Final design moment:

	Right Face	Mid. Span	Left Face
$M_{u(-ve)}(\text{KN.m})$	-276.68	-69.17	-257.77
$M_{u(+ve)}(\text{KN.m})$	138.34	140.91	128.885

◆ design for Moment:

Right Face of joint:

$$M_{u(-ve)} = -276.68 \text{ KN.m}$$

Assume 600×300 mm section

Assume Concrete Cover = 40 mm and $\phi_b 16 \text{ mm}$, $\phi 10 \text{ mm}$ for stirrups

$$\Rightarrow d = h - \text{cover} - \phi_{st} - \frac{\phi_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 542 \text{ mm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{276.68 \times 10^6}{300 \times 542^2} = 3.14 \text{ Mpa}$$

$$\rho_d = \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right)$$

$$\Rightarrow \rho_d = \frac{35}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 3.14}{0.9 \times 35}} \right) = 0.00886$$

Check of:

$$\rho_{\min} \leq \rho_d \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0.00352, \frac{1.4}{420} = 0.00333 \right\}$$

Use $\rho_{\min} = 0.00352$

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0.85 \times \beta \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0.85^2 \times \frac{35}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0.03542 \\ \rho_{\max} &= \left(\frac{0.003 + f_y/E_s}{0.008} \right) \times \rho_b \\ &= \left(\frac{0.003 + 420/200000}{0.008} \right) \times 0.03542 \\ &= 0.0226\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} = 0.00352 &\leq \rho_d = 0.00886 \leq \rho_{\max} \\ &= 0.0226 \\ &\Rightarrow \text{Use } \rho = 0.00886\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_d \times b \times d = 0.00886 \times 300 \times 542 \\ &= 1440.64 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

USE 3Ø25 mm One Layers

$$A_{s \text{ prov}} = 1472.6 \text{ mm}^2$$

The New Depth is:

$$\begin{aligned}d &= h - c.c - \phi_s - \phi_b - \frac{s}{2} \\ &= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} \\ &= 537.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

◆ Check of Ø:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{c'} b} = \frac{1472.6 \times 420}{0.85 \times 35 \times 300} = 69.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69.3}{0.8} = 86.625 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0.003 = \frac{537.5 - 86.625}{86.625} * 0.003 = 0.0156$$

$$\epsilon_t > 0.005 \quad \therefore \quad \phi = 0.9$$

◆ Check beam capacity ϕM_n :

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n$$

$$= 0.9 \times 1472.6 \times 420 \left(537.5 - \frac{69.3}{2} \right) \times 10^{-6} = 279.91 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 279.91 \text{ KN.m} > M_u$$

$$= 276.68 \text{ KN.m} \quad \text{ok}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \text{Adequate}$$

◆ Check Economic:

$$\frac{D}{C} = \frac{276.68}{279.91} = 0.988 < 1 \quad \text{very economic}$$

◆ Check of Spacing Between Bars:

$$S = \frac{b - 2c - 2\phi_s - n\phi_b}{n - 1} = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 3 * 25}{3 - 1} = 62.5 \text{ mm}$$

$$S = 62.5 > \phi_b \text{ or } 25\text{mm} \quad \therefore \text{OK}$$

➤ ملاحظة هامة:

بالنسبة للتسليح السفلي في منطقة وجه الركيزة في نظام الإطارات الخاصة (SMRF) المستخدمة في مشروعاتنا، فإن اشتراطات الكود (ACI Code-14-section 18.6.3 (d)) تعطي منطقة العزوم السالبة عند وجه الركيزة مقاومة للعزوم الموجبة تساوي نصف العزوم السالبة كما وضحنا ذلك في الباب العاشر "باب متطلبات الكود في التصميم" كما يلي:

$$M_{(+ve)} \text{ at the face of joint}$$

$$\geq 0.5 M_{(-ve)} \text{ at the face of joint}$$

$$\Rightarrow M_{u(+ve)} = 138.34 \text{ (KN.m)}$$

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{138.34 \times 10^6}{300 \times 537.5^2} = 1.6 \text{ Mpa}$$

Find Reinforcement Ratio.

Assume $\phi=0.9$

$$\rho_d = \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right)$$

$$\Rightarrow \rho_d = \frac{35}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 1.6}{0.9 \times 35}} \right) = 0.00437$$

Check of reinforcement ratio.

$$\rho_d = 0.00437 \leq \rho_{\min} = 0.00352$$

$\Rightarrow$ Use $\rho_d = 0.00352$

$$A_s = \rho_d \times b \times d = 0.00437 \times 300 \times 537.5 = 704.7 \text{ mm}^2$$

USE 2 Ø25 mm Two Layers

$$A_{s \text{ prov}} = 981.7 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c.c - \phi_s - \phi_b - \frac{s}{2}$$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$= 537.5 \text{ mm}$$

◆ Check of ϕ .

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{981.7 \times 420}{0.85 \times 35 \times 300} = 46.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46.2}{0.8} = 57.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0.003 = \frac{537.5 - 57.7}{57.7} \times 0.003 = 0.0249$$

$\epsilon_t > 0.005 \therefore \phi = 0.9$

◆ Check beam capacity ϕM_n :

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ \phi M_n &= 0.9 \times 981.7 \times 420 \left(537.5 - \frac{46.2}{2} \right) \times 10^{-6} = 190.9 \text{ KN.m} \\ \phi M_n &= 190.9 \text{ KN.m} > M_u \\ &= 138.34 \text{ KN.m} \quad \text{ok} \\ \phi M_n &> M_u \quad \text{Adequate}\end{aligned}$$

◆ Check Economic:

$$\frac{D}{c} = \frac{138.34}{190.9} = 0.724 < 1 \quad \text{economic}$$

◆ Check of Spacing Between Bars:

$$\begin{aligned}S &= \frac{b - 2 \text{ c. c} - 2\phi_s - n\phi_b}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 2 * 25}{2 - 1} \\ &= 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S = 150 > \phi_b \text{ or } 25\text{mm} \quad \therefore \text{OK}$$

◆ design for Bottom Moment $M_{u(+ve)}$:

middle of Span:

$$M_{u(+ve)} = 140.91 \text{ KN.m}$$

For positive moment the section will be designed
as a T Section.

$$b_f = \text{The Least Of} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} = \frac{7000}{12} = 583.3 \text{ mm} \\ \text{Center To Center} = 3500 \text{ mm} \\ 6t = 6 * 300 = 1300 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

so $b_e = 583.3 \text{ mm}$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$$

Check The Beam Flange Capacity To Determine T or
Rectangular Section ϕM_n :

$$\begin{aligned}\phi M_{nf} &= \phi * 0.85 f_c' b_f t_f \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \\ &= 0.9 * 0.85 * 35 * 583.3 * 300 \\ &\quad * \left(537.5 - \frac{300}{2} \right) * 10^{-6} = 1815.6 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$M_{uf} = 1815.6 \text{ KN.m} > M_{u(+ve)} = 140.91 \text{ KN.m}$$

$\therefore$ so big rectangular section

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{140.91 \times 10^6}{583.3 \times 537.5^2} = 0.836 \text{ Mpa}$$

Find Reinforcement Ratio.

Assume $\phi=0.9$

$$\begin{aligned}\rho_d &= \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right) \\ \Rightarrow \rho_d &= \frac{35}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 0.836}{0.9 \times 35}} \right) = \\ &\quad \mathbf{0.0022}\end{aligned}$$

Check of:

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &\leq \rho_d \leq \rho_{\max} \\ \rho_{\min} &= \max \left\{ \begin{aligned} &\frac{\sqrt{F_c'}}{4F_y} \dots \text{ACI code 318-14 - (18.6.3)} \\ &\frac{1.4}{F_y} \dots \text{ACI code 318-14 - (18.6.3)} \end{aligned} \right. \\ \rho_{\min} &= \max \left\{ \begin{aligned} &\frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0.00352 \\ &\frac{1.4}{420} = 0.00333 \end{aligned} \right.\end{aligned}$$

Use $\rho_{\min} = 0.00352$

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0.85 \times \beta \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0.85^2 \times \frac{35}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0.03542\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = \left(\frac{0.003 + f_y/E_s}{0.008} \right) \times \rho_b$$

$$= \left(\frac{0.003 + 420/200000}{0.008} \right) \times 0.03542$$

$$= 0.022$$

$$\rho_d = 0.0022 \leq \rho_{\min} = 0.00352$$

⇒ Use $\rho_d = 0.00352$

$$A_s = \rho_d \times b \times d = 0.00352 \times 583.3 \times 537.5$$

$$= 1103.6 \text{ mm}^2$$

USE 3 Ø25 mm One Layers

$$A_{s \text{ prov}} = 1473 \text{ mm}^2$$

◆ **Check Beam Capacity ϕM_n :**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1473 \times 420}{0.85 \times 35 \times 583.3} = 35.6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1473 \times 420 \times \left(537.5 - \frac{35.6}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 289.4 \text{ KN.m}$$

Check economic:

$$\frac{D}{C} = \frac{140.91}{289.4} = 0.486 < 1 \quad \text{economic}$$

Check of spacing between bars:

$$S = \frac{b - 2 c.c - 2 \phi_s - n \phi_b}{n - 1} = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 25}{3 - 1}$$

$$= 62.5 \text{ mm}$$

$$S = 62.5 \text{ mm} > \phi_b \text{ or } 25 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

بالنسبة للتسليح السالب العلوي هنا في منطقة منتصف البحر للجسر فإن اشتراطات الكود (ACI Code-14-section 18.6.3 (d)) تعطيها عزوم سالبة لا تقل عن ربع اعلى قيمة عزوم كما يلي:

$$M_{(-ve) \text{ at the middle}} \geq \frac{\max\{M_{+ve}, M_{-ve}\}}{4}$$

$$\Rightarrow M_{(-ve) \text{ at the middle}} = -69.17 \text{ (KN.m)}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f_c' - 28}{7} \times 0.05 = 0.85 - \frac{35 - 28}{7} \times 0.05 = 0.8$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 * 420} = 0.00352$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= \left(\frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right) * 0.85 * \beta_1 * \frac{f_c'}{f_y} * \left(\frac{600}{(600 + f_y)} \right) \\ &= \left(\frac{0.003 + \frac{420}{200000}}{0.008} \right) * 0.85 * 0.8 * \frac{35}{420} \\ &\quad * \left(\frac{600}{(600 + 420)} \right) = 0.02125 \end{aligned}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{69.17 \times 10^6}{300 \times 537.5^2} = 0.79 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho_d &= \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right) \\ \Rightarrow \rho_d &= \frac{35}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 0.79}{0.9 \times 35}} \right) = \\ &0.00212 \end{aligned}$$

Check of reinforcement ratio.

$$\rho_d = 0.00212 \leq \rho_{\min} = 0.00352$$

⇒ Use $\rho_d = 0.00352$

$$A_s = \rho_d \times b \times d = 0.00352 \times 300 \times 537.5 = 567.4 \text{ mm}^2$$

⇒ USE 2 Ø25 mm One Layer

$$A_{s \text{ prov}} = 981.74 \text{ mm}^2$$

◆ Check Beam Capacity ϕM_n :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{981.74 * 420}{0.85 * 35 * 300} = 46.2 \text{ mm} \\ \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 981.74 * 420 * \left(537.5 - \frac{46.2}{2} \right) \\ &\quad * 10^{-6} = 190.9 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Check Economic:

$$\frac{D}{C} = \frac{69.17}{190.9} = 0.36 < 1 \text{ **economic**}$$

Check of Spacing Between Bars:

$$S = \frac{b - 2 c. c - 2\phi_s - n\phi_b}{n - 1} = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 2 * 25}{2 - 1} = 150 \text{ mm}$$

$$S = 150 > \phi_b \text{ or } 25\text{mm} \quad \therefore \text{OK}$$

◆ Check of Spacing between Bars and $b_{\min}$:

$$s = \max \begin{cases} \phi_b = 25 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \end{cases} \leftarrow$$

$$b_{\min} = n \phi_b + (n - 1) \times S + 2\phi_s + 2 \text{ cover concrete}$$

$$b_{\min} = 3 \times 25 + (3 - 1) \times 62.5 + 2 \times 10 + 2 \times 40 = 300 \text{ mm}$$

$$= 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

◆ Design for shear:

$$V_{\text{ultimate}} = 232.37 \text{ kN}$$

وفقاً لمتطلب الكود بالنسبة للقوة التصميمية للقص في البند (١٨.٦.٥.١)

Design shear force

، الخاصة بالجسور في الاطارات الخاصة،

للغزوم، فقوة القص للإطارات الخاصة المقاومة V_e

$$A_{SL} = A_{SR}$$

$$\phi M_{u(-)ve L} = \phi A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_s = 1472.6 \text{ mm}^2$$

$$\phi M_{u(-)ve L} = 0.9 \times 1472.6 \times 420 \times \left(537.5 - \frac{69.3}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 279.91 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{n(-)ve L} = \frac{279.91}{0.9} = 311 \text{ KN.m}$$

$$V_u = V_e + V_{\text{ultimate}}$$

Where:

$$V_e = \frac{M_{n(-)ve L} + M_{n(+)ve R}}{l_n}$$

$$\Rightarrow V_e = \frac{311 + 311}{6.2} = 100.3 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ultimate}} = 232.37 \text{ KN}$$

Given

$$V_u = V_e + V_{\text{ultimate}}$$

$$\Rightarrow V_u = 100.3 + 232.37 = 332.67 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{2} = \frac{332.67}{2} = 166.335 \text{ KN}$$

$$V_e = 100.3 < \frac{V_u}{2} = 166.335 \text{ KN}$$

So $\phi V_c \neq 0$

Check If There is need for Shear Design.

$$\phi V_c = \phi \times \frac{\sqrt{F_c'}}{6} \times b \times d$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{35}}{6} \times 300 \times 537.5 \times 10^{-3} = 119.2 \text{ KN}$$

$V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ We Need Shear Reinforcement

$$2\phi V_c = 2 \times 119.2 = 238.4 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c = 332.67 - 119.2 = 213.47 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} = \frac{213.47}{0.75} = 284.6 \text{ KN}$$

Check If The Section is Sufficient For Shear:

The section is sufficient if:

$$V_s < \frac{2\sqrt{f_c'}}{3} b_w d$$

$$\frac{2\sqrt{35}}{3} \times 300 \times 537.5 \times 10^{-3} = 635.98 \text{ KN}$$

$$V_s = 284.6 \text{ KN} < \frac{2\sqrt{f_c'}}{3} b_w d = 635.98 \text{ KN}$$

so the section is sufficient

◆ Design of Stirrups:

$$\Rightarrow S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 10^2 \right) = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow S_1 = \frac{157.08 \times 420 \times 537.5}{284.6 \times 10^3} = 124.6 \text{ mm}$$

$S_1 = 124.6 \text{ mm}$

$$S_2 = \begin{cases} \frac{d}{2} & \text{if } V_s \leq \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w d \\ \frac{d}{4} & \text{if } V_s > \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w d \end{cases}$$

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w d = \frac{\sqrt{35}}{3} \times 300 \times 537.5 \times 10^{-3} = 317.99 \text{ KN}$$

$$V_s = 284.6 \text{ KN} < \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w d = 317.99 \text{ KN}$$

$$S_2 = \frac{d}{2} = \frac{537.5}{2} = 268.75 \text{ mm}$$

Then $S_2 = 268.75 \text{ mm}$

S_3

$$= \text{The Smallest of } \begin{cases} \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{2 * \frac{\pi}{4} * 10^2 * 420}{0.35 * 300} = 628.3 \text{ mm} \\ \frac{A_v f_{yt}}{0.062 \sqrt{f_{c'}} b_w} = \frac{2 * \frac{\pi}{4} * 10^2 * 420}{0.062 * \sqrt{35} * 300} = 513.9 \text{ mm} \end{cases}$$

Then $S_3 = 513.9 \text{ mm}$

$\Rightarrow S_4$ used is the smallest of :

$S_4 =$

$$= \text{smallest of } \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{537.5}{4} = 134.4 \text{ mm} \\ 6x\phi_{sb} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \quad \text{ACI 318 - 14 (18.6.4.3)} \\ 24x\phi_{stirrup} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Then $S_4 = 134.4 \text{ mm}$

$$S = \text{is the Smallest of } \begin{cases} S_1 = 124.6 \text{ mm} \\ S_2 = 268.75 \text{ m} \\ S_3 = 51.9 \text{ mm} \\ S_4 = 134.4 \text{ mm} \end{cases}$$

Then $S = 124.6 \text{ mm} \cong 125 \text{ mm}$

- Use $S = 85 \text{ mm}$ distributed at distance = $2d$ from the face of the supports
..... ACI 318 - 14 (18.6.4(a))
- The first stirrup is placed at 50 mm from the face of support
..... ACI 318 - 14 (8.6.4.3)

◆ Design for Torsion:

$$T_u = 0.7 \text{ KN.m}$$

Check If There Is Need for Torsion Design:

We need design for torsion If:

$$T_u \geq \frac{\phi \lambda \sqrt{f_{c'}}}{12} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \phi = 0.75 : \lambda = 1 \text{ (for normal concrete)}$$

$$A_{cp} = hb = 600 * 300 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(h + p) = 2 * (600 + 300) = 1800 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi \lambda \sqrt{f_{c'}}}{12} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) = \frac{0.75 * 1 * \sqrt{35}}{12} * \left(\frac{180000^2}{1800} \right) * 10^{-6}$$

$$= 7 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 0.7 \text{ KN.m} < \frac{\phi \lambda \sqrt{f_{c'}}}{12} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) = 7 \text{ KN.m}$$

So We Dont Need Design for Torsion



Check for flexural Cracks:

$$S_{\max} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad \dots \text{ACI Code 318 - 05 (10.6.4)}$$

Where:

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ MPa}$$

$$C_c = \text{cover} + \phi_{\text{stirrup}} + \frac{\phi_{\text{bar}}}{2} = 40 + 10 + \frac{25}{2} = 62.5 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 380 \left(\frac{280}{280} \right) - (2.5 \times 62.5) = 223.75 \text{ mm}$$

$$\leq 300 \times \left(\frac{280}{280} \right) = 300 \text{ mm}$$

So $S_{\max} = 225 \text{ mm}$

$$\Rightarrow S_{\text{act}} = \frac{b_w - 2 \text{ cover} - 2 \phi_{\text{stirrup}} - n \phi_{\text{bar}}}{\frac{n-1}{3-1}} = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 25}{(3-1)} = 62.5 \text{ mm}$$

$S_{\text{act}} < S_{\max}$ OK

جدول تسليح جسور الطابق الارضي

Group	b	h	Con-reinforcement			Add-Start		Add-Mid Span		Add-End		Stirrups
			Top	Med	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	
name	mm	mm	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	@
B1	300	600	2	0	2	3	0	0	0	3	0	85
B2	300	600	3	0	3	2	0	0	0	2	0	85

جدول تسليح جسور الطابق الاخير

Group	b	h	Con-reinforcement			Add-Start		Add-Mid Span		Add-End		Torsion	Stirrups
			Top	Med	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom		
name	mm	mm	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	@
Canteliver B3	300	600	2	0	2	0	0	0	0	0	0	2	140
B4	300	600	2	0	2	1	0	0	0	1	0	2	140

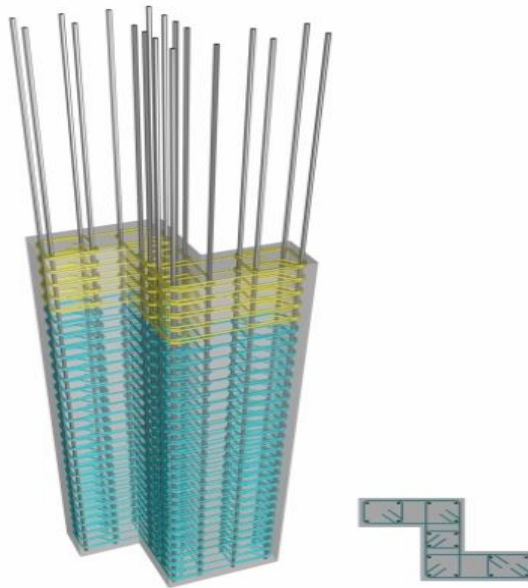
اشرافه:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب السابع : الاعمدة

الاعمدة columns



محتويات

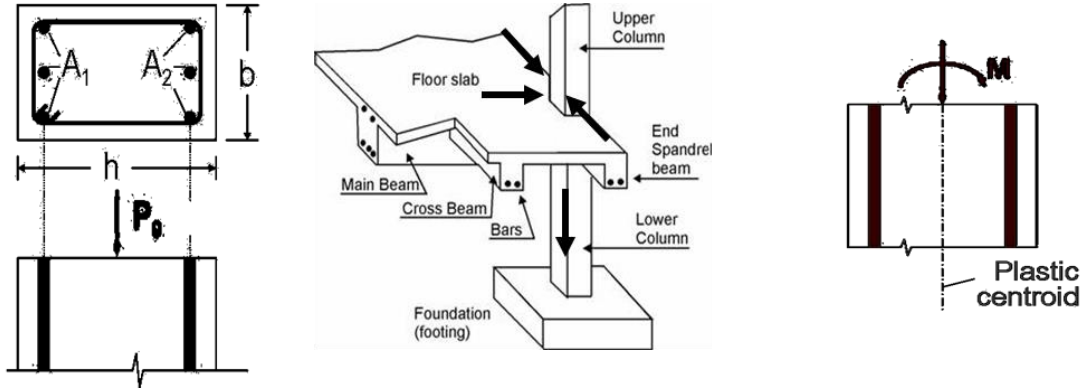
DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م – اليمن – الجامعة الإماراتية الدولية

- ✓ المقدمة
- ✓ تصنيف الاعمدة
- ✓ الطريقة المستخدمة في التصميم
- ✓ اشتراطات تصميم الاعمدة (ACI Code- 14 Columns of special moment frames)
- ✓ اشتراطات تصميم العقد (ACI Code- 14-sec 18.8 Joints of SMRF)
- ✓ الاعمدة الطويلة
- ✓ المثال التطبيقي
- ✓ جداول تسليح الاعمدة

○ المقدمة:

هي عبارة عن الأعضاء الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال إلى الأساسات وهي عبارة عن عناصر تتحمل قوى ضغط محورية أو لقوى ضغط مع عزوم حول محور واحد أو حول محورين والتي لا يزيد البعد الأكبر للقطاع (h) عن ثلاث أمثال البعد الأصغر للقطاع (b) وإلا اعتبرت حوائط وهو أيضا عنصر إنشائي راسي يحمل القوى الرأسية المنتقلة إليه من الأعضاء الإنشائية الأفقية.



• الوظيفة الإنشائية:

إن الغرض الأساسي من الأعمدة هو نقل الأحمال من المنشأ إلى القواعد أي كان نوع هذه القوى (قوى رأسية - قوى قص - عزوم) ويستخدم بشكل رئيسي لتحمل القوى الضاغطة الرئيسية ولكن في الواقع لا يوجد عمود يكون معرض لقوى ضاغطة خالصة ومركزة في مركز العمود هذا ناتج عن :

- إن تطبيق وترتيب الأعمدة لا يكون منتظم 100% ولهذا ينتج عنه إزاحة صغيرة (Eccentricity) ينتج عنها عزوم.
- الفراغات الموجودة في المقطع يمكن تتنج عندما تغير في موقع مركز المقطع.
- عدم توزيع التسليح الطولي بشكل متناظر يغير في موقع مركز المقطع.
- الأعمدة الطرفية المتصلة مع الجسور
- الأعمدة الوسطية في حالة اختلاف البحور المتصلة معاها
- اختلاف تراكيب الأحمال على طول عمر المنشأ

• تصنيف الأعمدة :

هناك عدة أنواع من الأعمدة واصناف مختلفة لها وهنا سوف نتناول الانواع الاتية :

اولا : من حيث الترابط (التسليح العرضي والطولي)

- الأعمدة المطوقة: (Tied column)

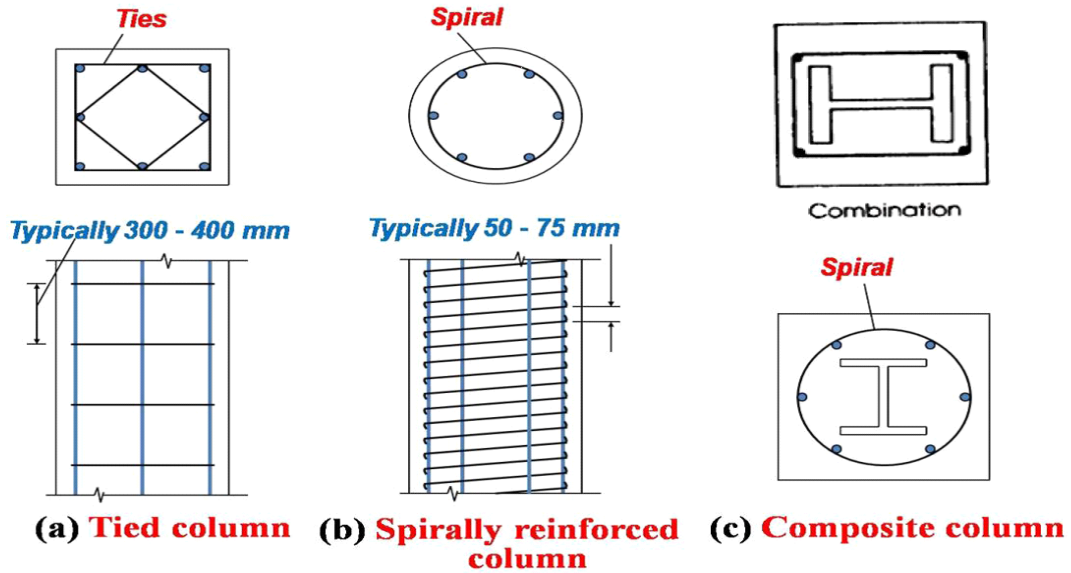
وهي التي يكون مقطعها مربع او مستطيل ويكون تسليحها عبارة عن تسليح رئيسي واطواق (Tied) كما في الشكل(ب).

• الأعمدة الحلزونية: (Spiral column)

وهنا توضع الكانات يشكل حلزوني حول التسليح الطولي وهذا يعطي ممطوليته اكبر للعمود ويقلل من تأثير النحافة والانبعاج للعمود الطويل . كما في الشكل أ.(

• الأعمدة المركبة: (Composite column)

وهي الأعمدة التي تحتوي على عمود من الحديد ذو قطاع معين يدفن في قلب القطاع الخرساني و يقوى أيضا بحديد تسليح طولي وعرضي كما في الشكل ج.(



ثانيا : حسب طبيعة الفشل:

• الأعمدة القصيرة: (Short column)

وهي التي تفشل بصوره رئيسيه بسبب مقاومة المواد اي وصول الخرسانة والحديد الى الاجهاد الاقصى.

• الاعمدة الطويلة: (Long or slender column):

وهي التي تفشل بصوره رئيسيه بالانبعاج حيث يحصل الانبعاج قبل وصول الخرسانة والحديد الى الاجهاد الاقصى.

ثالثاً : حسب الشكل حيث يوجد اشكال متعددة من الاعمدة منها

- الدائري
- المربع
- المستطيل
- الخماسي
- السداسي
- شبة المنحرف وغيرها من الاشكال

رابعاً :حسب حالات تحميل الأعمدة :

• الاعمدة المعرضة لقوى ضغط محورية (pure axial compression):

وفي هذه الحالة يفترض أن العمود معرض لقوى ضغط فقط ويكون التحميل في مركز العمود تماماً و العزوم $M=0$ وبالتالي تكون اللامركزية تساوي الصفر $e=0$ بحيث يحدث الفشل في هذه الحالة بتهشم الخرسانة وبخضوع الحديد في منطقة الشد والضغط اذا كان عمود قصير وبالتالي تعتمد مقاومة المقطع للإجهادات المسلطة عليه مساوية لمقاومة المقطع الخرساني إضافة إلى مقاومة حديد التسليح حيث يفيد حديد التسليح في تخفيف أبعاد المقطع من الناحية الاقتصادية نظراً لمقاومته العالية ولما له دور كبير في مقاومة إجهادات الشد التي قد تتولد في العمود وذلك لأنه

يمكن الحصول على هذه الحالة من التحميل لذا أشرت الكود ACI اعتماد لامركزية دنيا نتيجة لاحتمال تعرضه إلى لامركزية غير ملحوظة في التحليل أو لاحتمال أن تكون مقاومة الخرسانة أقل من المقاومة التصميمية تحت الحمولات الكبيرة وكان الهدف من اعتماد لامركزية دنيا هي رفع المقاومة التصميمية للعمود وذلك بضرب المعادلة السابقة في معامل يساوي 0.85 للعمود المحلزن و 0.8 للعمود المطوق وبالتالي تصبح المعادلة بالشكل الاتي:

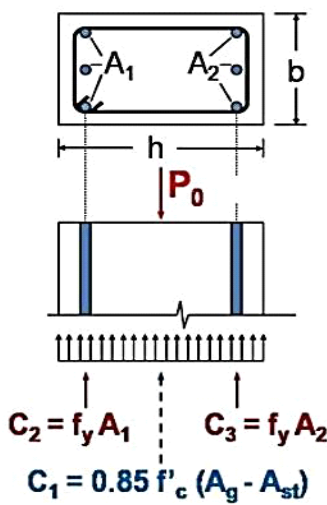
• مساحة المقطع

. مساحة حديد التسليح

. معامل خفض المقاومة والذي يؤخذ مساويا (0.65) للأعمدة المطوقة و (0.7)

للأعمدة الحلزونية.

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 إدخال تأثير اللامركزية الدنيا $e = (15 + 0.03h)$ على شكل معامل تخفيض حيث يساوي $\alpha = (0.8)$ للأعمدة المطوقة و (0.85) للأعمدة الحلزونية



$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Where :

P_0 = maximum nominal strength for concentrically loaded short column

f'_c = concrete strength

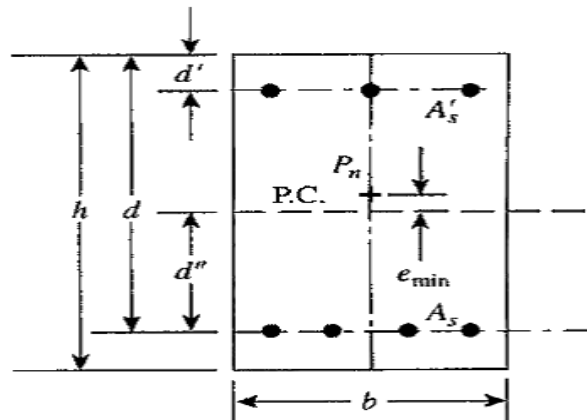
A_g = gross area of section = $b h$

A_{st} = total area of longitudinal reinforcement = $A_1 + A_2$

f_y = steel yield strength

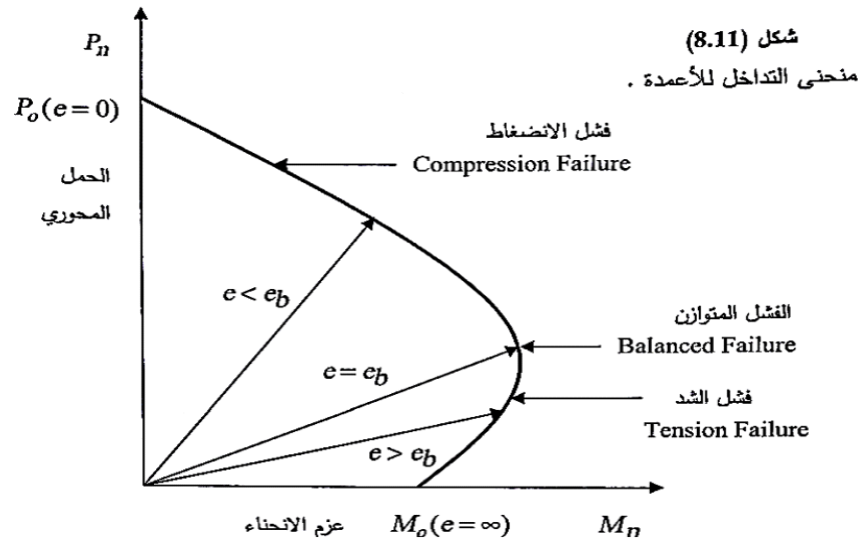
Note :

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.



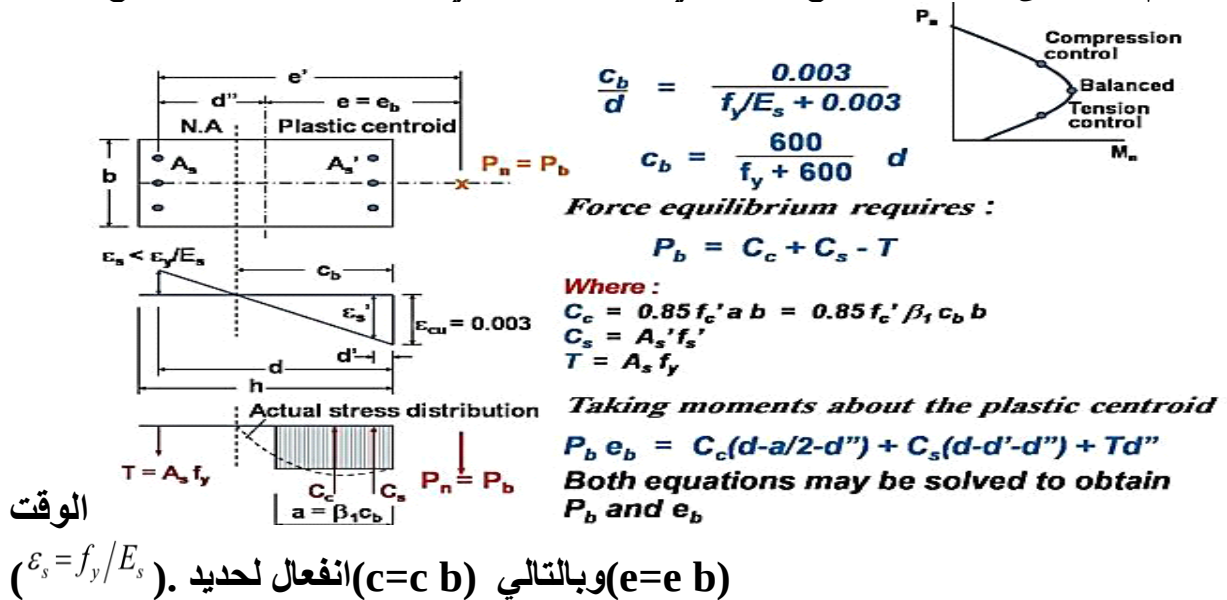
-الأعمدة المعرضة لقوى محورية مع إزاحة على احدى المحاور :

مسببه عزم حول المحور الاخر وفي هذه الحالة يحدث ثلاثة انواع من الفشل ويعتمد ذلك على اللامركزية (e) كالتالي:



حالة الفشل المتوازن: (Balance condition):

وفي هذه الحالة يحدث الفشل بوصول الانفعال في أقصى ليفه في منطقة الضغط إلى 0.003. ويصل الحديد في منطقة الشد إلى إجهاد الخضوع بينما حديد التسليح في منطقة الضغط قد يكون وصل أو لم يصل إلى إجهاد الخضوع وبالتالي يحدث الفشل في الخرسانة وحديد التسليح بنفس



فصل الشد : (Tension control)

يكون ذلك عندما تكون قيمة اللامركزية كبيرة وذلك عندما يكون العزم المطبق على العمود

كبير مقارنة بالقوة المحورية حيث تكون قيمتها صغيرة وبالتالي يكون معظم المقطع معرض

لإجهادات شد مما يؤدي إلى أن يحدثا فشل بخضوع الحديد في منطقة الشد قبل أن يصل الانفعال

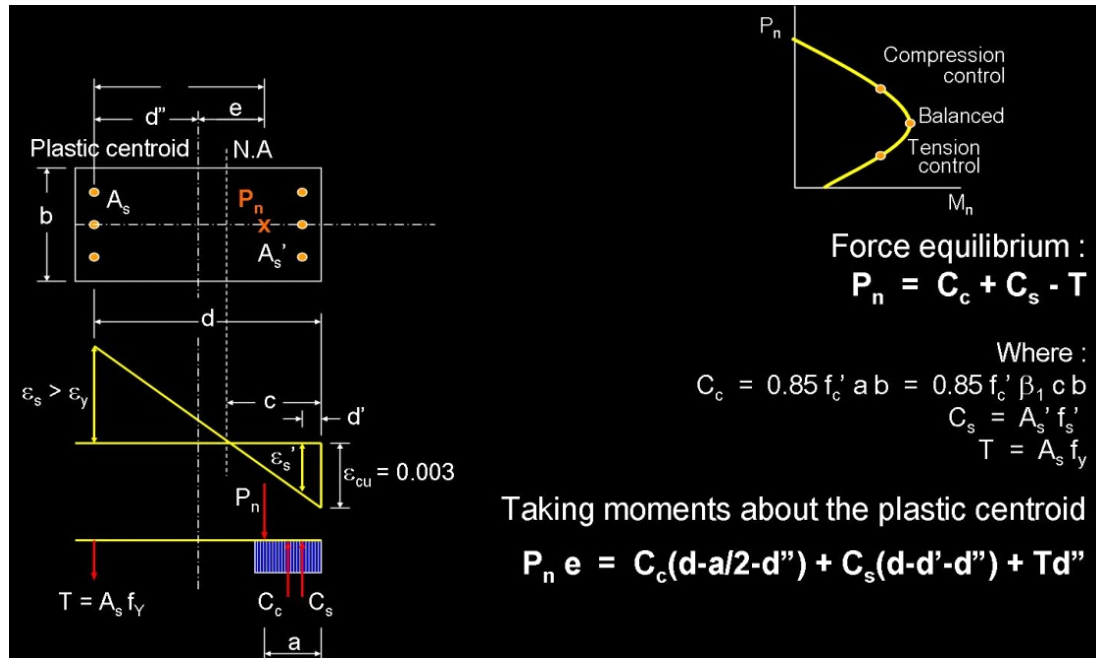
في منطقة الضغط إلى 0.003 ويكون الانفعال لحديد التسليح في منطقة الشد $\epsilon_s > \epsilon_y$

ويكون $(c < c_b)$ و $(e > e_b)$ و $(p_n < p_b)$ بينما الحديد في منطقة الضغط لم يصل إلى الخضوع

$(\epsilon_s' < \epsilon_y)$.

وتكون العزوم كبيرة مقارنة بالقوى الرأسية وفي هذا النوع من الأعمدة يكون الانهيار ناتج عن

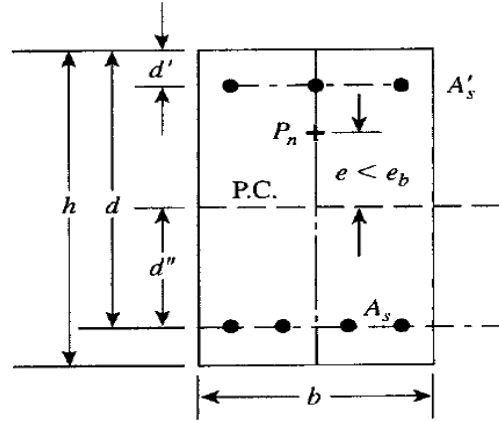
خضوع الحديد المستخدم.



فصل الضغط : (Compression) Control

ويكون الفشل المتحكم هو الضغط ويحدث هذا عندما تكون اللامركزية صغيرة أي أن القوة المحورية كبيرة مقارنة مع العزم وبالتالي سيكون معظم المقطع الخرساني معرض

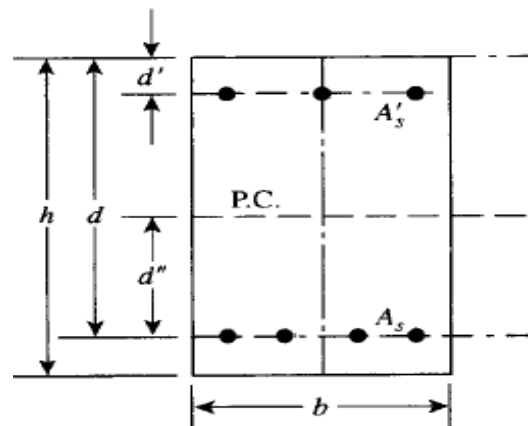
لإجهاد ضغط ولذا يصل الانفعال في الليفة الخارجية في منطقة الضغط إلى 0.003 بينما لم يصل الحديد في منطقة الشد إلى إجهاد الخضوع بينما الحديد الواقع في منطقة الضغط وصل إلى إجهاد الخضوع و يحدث الفشل بتهشم الخرسانة و يكون $(e < e_b)$ و $(C > c_b)$ و تكون $(p_n \max > p_n > p_b)$.



Case 3: Compression controls, $P_n > P_b$

4- الأعمدة ذات العزوم خالصة (pure flexure)

وفي هذه الحالة يكون مقطع العمود معرض لعزوم انحناء فقط. أي أنه يتصرف كتصرف جسر وذلك عندما تكون $e = e_b$ ويعامل في هذه الحالة كأنه جسر



Case 6: Pure moment, $P_n = 0$

5- الأعمدة المعرضة لحمل تحت تأثير قوة لامركزية على محورين (Biaxial Loading)

وهنا تكون القوه مطبقة على مقطع العمود بحيث لاتقع على احدى المحورين مسببه لامركزية في الاتجاهين كما في الشكل) أ. (وبالتالي عزم في الاتجاهين $(M_x), (M_y)$

الطريقة المستخدمة في التصميم

استخدام طريقة بريسler في تصميم هذه الاعمدة من النوع (Biaxial Loading)، وهي طريقة ليست بالتصميمية انما هي تحليلية اكثر، ومن خلالها نحقق من مقاومة الاعمدة وقدرتها تحملها (P_u) ، عند تعرضها للقوى المحورية والعزوم في الاتجاهين وفقاً للعلاقة التالية:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{uo}}$$

حيث ان:

$$\begin{aligned} P_u &= \text{مقاومة العمود الكلية تحت تأثير القوة المحورية والعزوم في الاتجاهين.} \\ P_{ux} &= \text{مقاومة العمود تحت تأثير العزوم في الاتجاه } (e_y), \text{ عندما تكون } (e_x = 0). \\ P_{uy} &= \text{مقاومة العمود تحت تأثير العزوم في الاتجاه } (e_x), \text{ عندما تكون } (e_y = 0). \\ P_{uo} &= \text{مقاومة العمود تحت تأثير القوة المحورية فقط، وحيث تكون } (e_x = 0), (e_y = 0). \end{aligned}$$

ملاحظات:

تستخدم طريقة بريسler فقط عندما تكون القوة المحورية التي يتعرض لها مقطع العمود لا تقل عن نسبة ١٠% من مقاومة مقطع العمود تحت تأثير القوة المحورية فقط وفقاً للشرط $(P_u \geq 0.1 P_{uo})$ ، وفي حالة عدم تحقق هذا الشرط فانه يتم اهمال تأثير القوة المحورية واستخدام العلاقة التالية:

$$\frac{M_{ux}}{M_x} + \frac{M_{uy}}{M_y} \leq 1.0$$

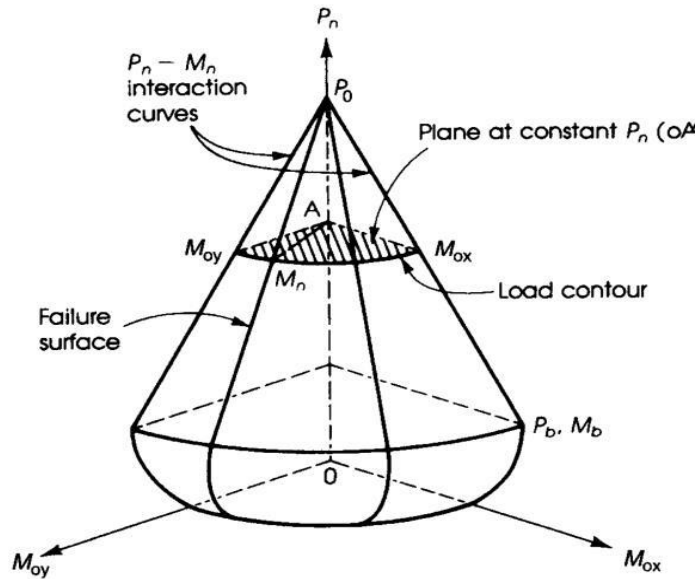
حيث ان:

$$\begin{aligned} M_{ux} &= \text{العزم التصميمي حول محور (X).} \\ M_{uy} &= \text{العزم التصميمي حول محور (Y).} \\ M_x &= \text{مقاومة العمود تحت تأثير العزم حول محور (X).} \\ M_y &= \text{مقاومة العمود تحت تأثير العزم حول محور (Y).} \end{aligned}$$

لا يفضل استخدام هذه الطريقة (Besler Reciprocal Method)، في حالات تكون فيها القوى المحورية في الاعمدة هي عبارة عن قوة شد (Tension Force)

وتعتبر الطريقة هذه تحليلية لأننا سوف نعتمد عليها في التحقق من كفاءة العناصر بعد تحديد ابعادها وتسليحها، ولهذا فأننا نقوم بعدة خطوات في هذه الطريقة كما يلي:

- نفترض الأبعاد للمقطع، أو نستخدم أبعاد المقطع الذي سبق تحديدها في باب الأبعاد الأولية.
- بدلالة أبعاد المقطع والعزوم والقوى المحورية نستخدم (Interaction Diagram) لتحديد تسليح المقطع وتوزيعها على جوانب المقطع.
- نوجد كفاءة المقطع لمقاومة القوة المحورية فقط (P_{uo})، ونتحقق من شرط استخدام طريقة بريسler ($P_u \geq 0.1 P_{uo}$).
- نقوم بحساب كفاءة المقطع (P_{ux}) لمقاومة العزم في الاتجاه (x) فقط.
- نقوم بحساب كفاءة المقطع (P_{uy}) لمقاومة العزم في الاتجاه (y) فقط.
- نطبق علاقة بريسler ونتحقق من كفاءة المقطع الكلية لمقاومة القوة المحورية والعزوم في الاتجاهين.
- نعود الى افتراض أبعاد جديدة في حالة عدم تحقق معادلة بريسler، وإعادة نفس الخطوات الى ان نصل الى المقطع المناسب المقاوم.



• أطر العزوم تصميم الأعمدة (ACI Code-14 Columns of special moment frames).

اعطى الكود في البند رقم (18.7) متطلبات واشترطات تطبق في أعمدة الإطارات الخاصة بالمقاومة للعزوم، التي تشكل جزء من نظام انشائي مقاوم للقوى التي

يتعرض لها المنشأ مثل القوى الزلزالية، ومقاومة عزوم الانحناء وقوى القص والقوى المحورية كما يلي:

❖ 18.٧.2 Dimensional limits:

- a. (18.7.2.1) يتم تصميم أعمدة الإطارات الخاصة بما يتوافق مع:
- ١- أقل بعد في مقطع العمود العرضي مقاس بخط مستقيم يمر بمركز المقطع، يجب ان لا يقل عن (300 mm).
 - ٢- لا تقل نسبة البعد القصير في المقطع العرضي للعمود الى البعد المتعامد عليه عن (٠.٤).
- $$\frac{B}{H} Ratio \geq 0.4 \quad (b)$$

❖ 18.٧.3 Minimum Flexural of Columns:

- a. (18.7.3.1) يتم تصميم أعمدة الإطارات الخاصة بما يتوافق مع:
- ١- (18.7.3.2) مقاومة عزوم الانحناء في الأعمدة يجب ان تحقق المعادلة:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb}$$

Where:

ΣM_{nc} = is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint.

ΣM_{nb} = is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint.

- مقاومة العمود للانحناء تحسب بالنسبة للقوى المحورية المصعدة بالتوافق مع اتجاهات القوى الجانبية المأخوذة في اعتبارات التصميم.
- في حالات الجسور التي مقطوعها (T section)، تكون البلاطة معرضة لإجهادات الشد نتيجة عزوم الانحناء عند وجه العقدة، وبالتالي فإن تسليح العرض المؤثر في البلاطة يعرف كما في البند (6.3.2) في الكود، وبافتراض التسليح للحصول على قيمة العزوم (M_{nb}) في الحالات التي يمد فيها التسليح في مناطق العزوم الحرجة في المقطع.

- ٢- (18.7.3.3) إذا لم يتحقق البند السابق (18.7.3.2) عند احدى العقد، يجب اهمال مقاومة العمود الجانبية وجسائته المتصلة بتلك العقدة عند حساب الجساءة والمقاومة الجانبية للمنشأ، ويتم تصميمها وفقاً للبند (18.14).

❖ 18.٧.٤ Longitudinal reinforcement:

- A- (18.7.4.1) يجب ان لا تقل مساحة التسليح الطولي A_{st} عن نسبة ١٠ % من مساحة المقطع ولا تتعدى نسبة ٦٠ %:

$$0.01 A_g \leq A_{st} \leq 0.06 A_g$$

B- (18.7.4.2) بالنسبة للأعمدة حلزونية الكانات لا تقل عدد الاسياخ عن ٦ اسياخ موزعة على كامل المحيط.

C- (18.7.4.3) امتداد حديد التسليح ينفذ بنفس اليه التوصيل المبينة في بنود امتداد وانقطاع حديد التسليح في الإطارات المتوسطة (18.2.7 and 18.2.8)، ويسمح الكود بتوصيل الاسياخ فقط في منطقة منتصف العناصر الطويلة، بحيث يجب ان تصمم كمنطقة اتصال حديد شد، وتكثيف التسليح العرضي بما يطابق المتطلب في البندين (18.7.5.2 and 18.7.5.3).

❖ 18.7.5 Transverse reinforcement:

a. (18.7.5.1) يجب توزيع حديد التسليح العرضي والمحدد في البنود (18.7.5.2 through 18.7.5.4) خلال مسافة (l_o) من وجه عقدة اتصال الأعمدة بالجسور، ايضاً على جانبيين كل النقاط الحرجة في المقطع التي قد تتعرض لحدوث خضوع انحناء فيها (flexural yielding)، وتكون مفاصل لدنه عندها نتيجة الإزاحات الجانبية اللدنة للإطارات.

الطول l_o يؤخذ على الأقل يساوي القيمة الأكبر بين القيم:

a. عمق العمود عند وجه عقدة الاتصال، او عند المقطع الذي يتوقع حدوث خضوع عزوم الانحناء عنده ($l_o = h$ of column).

b. سدس الطول الصافي من العمود ($l_o = \frac{1}{6} \times l_n$)

c. ($l_o = 450 \text{ mm}$)

$$l_o \geq \text{The largest value between } \begin{cases} h \\ \frac{1}{6} \times l_n \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

b. (18.7.5.2) يجب ان يكون التسليح العرضي مطابقاً للبنود التالية:

(a) يجب ان يتضمن التسليح العرضي أحد أنواع الكانات، اما حلزونية مفردة او متداخلة او كانات دائرية او كانات مستقيم مربعة او مستطيلة سواء تم استخدام فيها اسورة الاغلاق المعكوفة ام لا.

(b) يجب ان تعطي الكانات المستقيمة او الرباط المستعرض شد وربط سطحي خارجي لجميع القضبان الطولية في تسليح المقطع.

(c) الاساور العرضية التي تربط القضبان المتساوية او الأصغر حجماً فيما بينها مثل الكانات المطوقة يجب ان تحقق متطلبات البند (25.7.2.2)، الكانات المتتالية يتم مبادلة العكفات عند نهاية الكانة توالياً، خلال التسليح الطولي للعمود.

(d) حيثما تستخدم الكانات المستقيمة والعرضية يتم تحقيق استناد قضبان التسليح الطولي بناءً على ما جاء في البندين (25.7.2.3)، (25.7.2.4) والذان ينصان على توزيع الكانات بحيث تحقق الشرطين التاليين:

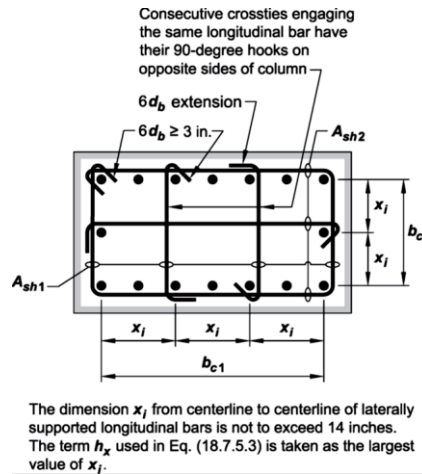
a. في كل ركن في العنصر وفي حالة القضبان الطولية البديلة يتم تدعيمها بكانات إضافية، بحيث تستند هذه القضبان عند ركن الكانة، بحيث لا تتجاوز زاوية ركن الكانة عن ١٣٥ درجة كما تم توضيحه في التسليح العرضي للجسور في الأعلى.

b. لا يسمح باستخدام قضبان غير مدعمة بكانات إضافية عندما تتجاوز المسافة الصافية بينها عن 150 mm وبين القضبان المدعمة.

(a) يتم توزيع حديد التسليح بمسافات (h_x) ، بين قجانبياً عند ركن الكانات والاساور العرضية (a crosstie or hoop leg)، لا تزيد عن (350mm) على كامل محيط

(e) في الاعمدة التي تستخدم فيها الكانات المستقيمة ذو العكفات (rectilinear hoops)، والتي فيها تكون قوة الضغط المحوري:

$$P_u > 0.3 f_c A_g \quad \text{or} \quad f_c > 70 \text{ Mpa}$$



R18.7.5.2—Example of transverse reinforcement in columns.

a. (18.7.5.3) يجب ان لا تزيد مسافة التباعد بين حديد التسليح العرضي عن القيمة الأصغر فيما بين القيم التالية:

S

$$\leq \text{The smallest value of } \begin{cases} \frac{1}{4} \times B_{\text{min dimension in column}} \\ 6\phi_{\text{smallest longitudinal Bar using}} \\ S_o \text{ as calculated by: } S_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \end{cases}$$

بحيث تكون قيمة (S_o) المحسوبة من المعادلة $(S_o = 4 + \frac{14-h_x}{3})$ لا تزيد عن (150mm) ولا تقل عن (100 mm).

b. (18.7.5.4) كمية حديد التسليح العرضي يجب ان تكون وفقاً للمتطلبات الكود في الجدول (Table 18.7.5.4):

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	ان: k_f
$A_{sh}/s b_c$ for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b) $0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (d) and (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (d)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (e) $0.35 k_f \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (f)

مقاومة الخرسانة (The concrete strength factor) ويحسب من العلاقة التالية:

$$k_f = \frac{f'_c}{250000} + 0.6 \geq 1.0 \quad \dots \dots \dots (18.7.5.4a)$$

- k_n = هو معامل (confinement effectiveness factor) ويحسب من العلاقة التالية:

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad \dots \dots \dots (18.7.5.4b)$$

ويمثل الرمز n_l عدد قضبان التسليح الطولية او حزم القضبان (bar bundles) حول محيط العمود الذي تستخدم فيه الرباط المستقيمة، الذي يدعم القضبان جانبياً باستخدام عكفات الكانات والعكفات المقاومة للحركة الزلزالية

(18.7.5.5) بالنسبة للجزء المتبقي من طول العمود بعد تسليح الجزء (l_o) والمحدد في الأعلى في البند **(18.7.5.1)**، يجب تأمين تسليح عرضي لهذا الطول المتبقي ($l_n - l_o$) بأستخدام كانات مغلقة أو حلزونية بحيث تحقق متطلبات الفقرتين **(25.7.2 through 25.7.4)** تتوزع على مسافات تتباعد S فيما بينها بمسافات لا تزيد عن القيمة الأصغر فيما بين القيم التالية:

١- ست مرات قطر أصغر سيخ تسليح طولي مستخدم.

٢- مسافة 150 mm.

$$S \leq \text{The smallest value of } \begin{cases} 6\phi_{\text{smallest longitudinal Bar using}} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

a. (18.7.5.6) بالنسبة للأعمدة التي تتصل بعناصر انشائية مكونة انقطاعات في جساءة العناصر عند نقاط الالتقاء مثل الجدران والاساسات، يجب ان تسليح عرضياً بما يتوافق مع البنود التالية:

(a) يجب توزيع حديد التسليح العرضي والمحدد في البنود **(18.7.5.2 through 18.7.5.4)** على كامل ارتفاع العمود من أسفل منسوب الانقطاع في الجساءة، في حالة الاعمدة التي تكون فيها قوة الضغط المحورية المصعدة تحت تأثيرات الزلازل تزيد عن $(P_u \geq 0.1f_cA_g)$.
يجب زيادة القيمة $(0.1f_cA_g)$ الى $(0.25f_cA_g)$ في حالة القوى التصميمية التي تزيد عن مقاومة العناصر الرأسية المقاومة في النظام الانشائي المقاوم للزلازل

(b) يجب ان يمد التسليح العرضي في العنصر الذي يحوي لا استمرارية في الجساءة مسافة (l_d) على الأقل لأكبر قطر تسليح طولي في العمود، ويحدد الطول (l_d) وفقاً للبند **18.8.5**.

(c) في النهاية السفلية للأعمدة المتصلة في الجدران المنقطعة يجب استمرارية حديد التسليح العرضي المطلوب لمقطع العمود في داخل مقطع الجدار مسافة (l_d) على الأقل لأكبر قطر تسليح طولي في مقطع العمود عند نقطة الالتقاء.

(d) نقطة اتصال الاعمدة بالاساسات الحصيرية وغير الحصيرية يجب استمرارية حديد التسليح العرضي المطلوب لمقطع العمود في داخل الاساس بمسافة (300mm) على الأقل.

b. (18.7.5.7) عندما يزيد الغطاء الخرساني المحيط بالتسليح العرضي والمحدد وفقاً للبنود **(18.7.5.1, 18.7.5.5, and 18.7.5.6)**، عن (100mm) يتم إضافة حديد تسليح عرضي (كانات إضافية) مع غطاء لا يتجاوز (100mm)، تتوزع بمسافات لا تتعدى (300mm).

❖ 18.7.6 Shear Strength:

A. (18.7.6.1 Design Force)، قوة القص التصميمية (V_e)، يتم حسابها عند وجهي الركيزتين في طرفي الجسر والنتيجة عن تولد العزوم (M_{pr}) في أطراف العمود مع قوة الضغط المحورية المؤثرة أيضاً (P_u).

B. (18.7.6.1.1) حديد التسليح العرضي (Transverse reinforcement) والمحدد في البنود السابقة (18.7.5)، يجب أن يصمم العمود لمقاومة قوة قص (V_e) لا تتعدى قيمة القص الناتج مقاومة العقدة للعزم (M_{pr}) عند أطراف جسر الاطار المتصلة في العقدة، وفي كل الحالات لا تتعدى قيمة القص (V_e) عن القص التصميمي المصعد والنتائج عن عملية تحليل المنشأ.

❖ 18.7.6.2 Transverse reinforcement:

A. (18.7.6.2.1)، حديد التسليح العرضي المتوزع خلال مسافة (l_o) من طول العمود كما في البند (18.7.5.1) في الأعلى، يجب أن يصمم لمقاومة القص بافتراض أن ($v_e = 0$) عند تحقق الشرطين التاليين:

١ - قوة القص الزلزالية المحسوبة في الفقرة (18.7.6.1) تساوي نصف مقاومة القص التصميمية المطلوبة على الأقل في المقطع (l_o).

٢ - قوة الضغط المحورية المصعدة على العمود (P_u)، مع الأخذ بتأثيرات الزلازل اقل من القيمة:

$$P_u < 0.05 f_c A_g$$

❖ **متطلبات الكود في تصميم العقد (ACI Code-14-sec 18.8 Joints of SMRF)**

❖ 18.8.2 General:

A. (18.8.2.1)، يجب حساب القوى التصميمية على حديد التسليح الجسور الطولية عند وجه عقدة الاتصال بافتراض أن اجهادات الانحناء في مناطق تسليح الشد تساوي ($1.25 f_y$).

B. (18.8.2.2)، في حالة التسليح الطولي للجسور المنقطع عند بداية العقدة تحديداً على وجه العمود الأول يتم عمل امتداد لهذه القضبان الى الوجه الاخر من العمود، وبالتالي تكون اليه الامتداد والتوصيل هي اليه الامتداد في منطقة الشد والمبينة في البند (18.8.5) من الكود وفي البند (25.4.9) بالنسبة لمناطق الضغط.

C. (18.8.2.3)، في حالات امتداد قضبان التسليح الطولية في الجسور حتى عقدة اتصالها بالأعمدة، يجب أن يكون بعد العمود الموازي لاتجاه قضبان التسليح الطولية للجسر على الأقل من القيم التالية:

- ١ - ٢٠ مرة قطر أكبر قضبان التسليح المستخدمة في الجسر في حالة الخرسانة العادية الوزن.
- ٢ - ٢٦ مرة قطر أكبر قضبان التسليح المستخدمة في الجسر في حالة الخرسانة خفيفة الوزن

D. (18.8.2.4)، عمق عقدة الاتصال (h)، لا يجب ان يقل عن نصف عمق أي الجسور المتصل (h) بالعقدة وتولد قوى القص على العقدة كجزء من النظام الإنشائي المقاوم للزلازل.

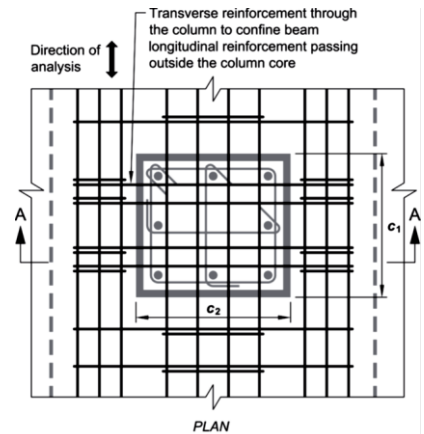
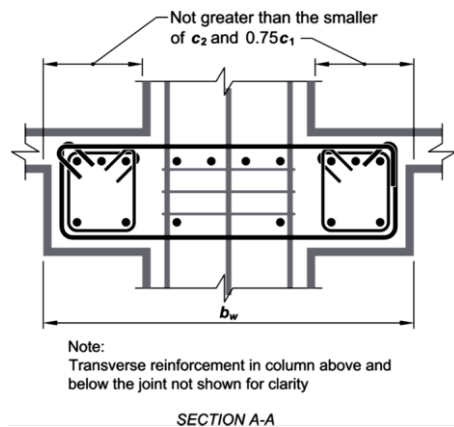
Depth h of the joint is defined in Fig. R18.8.4. The requirement on joint aspect ratio applies only to beams that are designated as part of the seismic-force-resisting system.

18.8.3 Transverse reinforcement

A- (18.8.3.1)، التسليح العرضي للعقد يجب ان يتوافق مع البنود التي سبق وتكلمنا عنها في الأعلى (18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, and 18.7.5.7)، بحيث تتوافق مع متطلبات التسليح العرضي للعقد في البند التالي (18.8.3.2).

B- (18.8.3.2)، في الإطارات التي عقدها ترتبط من الجهات الأربعة بجسور عرض كلاً منها على الأقل يساوي ($3/4$) عرض العمود في العقدة، فأن تسليح العقدة العرضي والمحدد في البند (18.7.5.4) في الجدول (Table 18.7.5.4) يمكن تخفيضه الى نصف الكمية، كذلك المسافات بين التوزيع المحددة في البند (18.7.5.3) يسمح ان تزيد عن (150mm).

C- (18.8.3.3)، بالنسبة لقضبان تسليح الجسور الطولية التي تتجاوز العمود يجب ان تزود بتسليح عرضي متداخل في منطقة الاتصال وما بعد نواة العمود، بتوزيع على مسافات كما في البنود (18.6.4.2, and requirements of 18.6.4.4)، وفي البند (18.6.4.3) في حالة عدم تجاوز القضبان منطقة عقدة الاتصال كما توضحه تفاصيل التسليح التالية:



D- (18.8.3.4)، في مناطق التسليح للعزوم السالبة في الجسور والتي تنقطع قضبان تسليحها (headed deformed bars) في عقدة الاتصال كما في الشكل التالي، يتم رفع منسوب نهاية

العمود عن منسوب اعلى العقدة بمسافة (h of the joint) على الأقل، كما يجب تكتيف حديد تسليح الجسور بإضافة تسليح إضافي في العقدة الرأسية.

للتوضيح:

R18.8.3.4 This provision refers to a knee joint in which beam reinforcement terminates with headed deformed bars. Such joints require confinement of the headed beam bars along the top face of the joint. This confinement can be provided by either of:

- (a) a column that extends above the top of the joint.
- (b) vertical reinforcement hooked around the beam top reinforcing bars and extending downward into the joint in addition to the column longitudinal reinforcement.

Detailing guidance and design recommendations for vertical joint reinforcement may be found in ACI 352R.

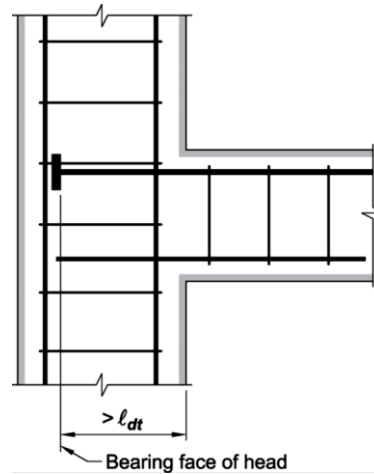


Fig. R25.4.4.2b—Headed deformed bar extended to far side of column core with anchorage length that exceeds l_{dt} .

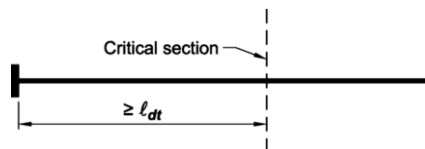


Fig. R25.4.4.2a—Development of headed deformed bars

❖ 18.8.4 Shear Strength:

A- (18.8.4.1)، قوة القص التصميمية (V_n) في العقدة يجب ان تطابق اشتراطات الكود في الجدول التالي:

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$20\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$15\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]
For other cases	$12\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ ^[2]

^[1] Refer to 18.8.4.2.

^[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normal weight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

B- (18.8.4.2) في الجدول السابق (Table 18.8.4.1) يأخذ في الاعتبار اتصال العقدة بالجسور عندما يكون عرض الجسر على الأقل ثلاثة أرباع من عرض العقدة الفعال، امتداد جسر واحد على الأقل من الجسور الملتقية عند وجه العقدة بمسافة ارتفاع الجسر (h) من وجه العقدة يعطي كفاءة في تقييد العقدة، وتمد الجسور بالتوافق مع المتطلبات في البنود (18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4).

18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three-quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth h beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

C- (18.8.4.3) المساحة العرضية الفعالة لمقطع العقدة A_j يجب حسابه من عدد مرات العرض الفعال من عمق العقدة ($A_j = b_{eff} \times h_{joint}$) ، حيث يكون عمق العقدة يساوي ارتفاع العمود ($h_{joint} = h_{column}$) ، وعرضها يجب ان يساوي عرض العمود ($b_{j\ Eff} = b_{column}$) ، باستثناء حالة اتصال الجسور بالأعمدة الكبيرة نسبياً، يكون العرض الفعال للعقدة هو قيمة لا تتعدى القيمة الأصغر فيما بين القيمتين:

١- عرض الجسر + ارتفاع العقدة ($b_{beam} + h_{joint}$).

٢- ضعف المسافة العمودية من محور الجسر الطويل الى جانب العمود.

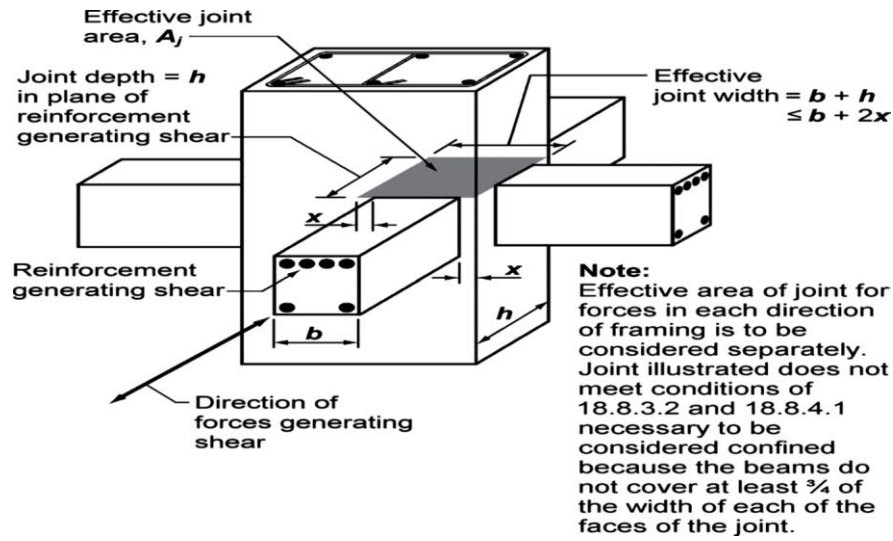


Fig. R18.8.4—Effective joint area

❖ **18.8.5 Development length of bars in tension:**

A- (18.8.5.1)، بالنسبة لأقطار التسليح من قطر (No 3=10 mm) وحتى القطر (No 11=32mm) والمنتھية بالعكفات القياسية (standard hook) عند انقطاعها، تحسب المسافة ℓ_{dh} من العلاقة (Eq. 18.8.5.1):

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{65\lambda\sqrt{f_{c'}}} \quad (\text{Eq. 18.8.5.1})$$

بحيث لا يجب ان تقل قيمة ℓ_{dh} على الأقل عن القيمة الأكبر بين القيمتين:

١- $\ell_{dh} \geq (8d_{\text{bar}} \text{ or } 150 \text{ mm})$ للخرسانة العادية الوزن.

٢- $\ell_{dh} \geq (10d_{\text{bar}} \text{ or } 190 \text{ mm})$ للخرسانة الخفيفة الوزن.

قيمة λ تساوي ٠.٧٥ في الخرسانة خفيفة الوزن وتساوي ١.٠ في الخرسانة عادية الوزن.

B- (18.8.5.2) في حالة قضبان التسليح (headed deformed bars)، يجب ان تمتد وفقاً للمتطلبات في البند (20.2.1.6)، وفي حالة قضبان الشد يجب ان تتطابق متطلبات البند (25.4.4) باستثناء مسافة التباعد بين قضبان التسليح يجب ان تكون على الأقل تساوي $3d_{\text{bar}}$ او اكثر.

C- (18.8.5.3) بالنسبة لأقطار التسليح من قطر (No 3=10 mm) وحتى القطر (No 11=32mm) مسافة الامتداد ℓ_{dh} في حالة القضبان المستقيمة المعرضة للشد يجب أن تكون على الأقل القيمة الأكبر بين القيمتين التاليتين:

- (a) 2.5 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 300 mm.
- (b) 3.25 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 300 mm.

D- (18.8.5.4) أقطار التسليح المستقيمة التي تتوقف عند العقدة، يجب ان يصل الى نواة العمود او العنصر الطرفي، وفي حالة القضبان التي لا تحقق ذلك يجب زيادة طولها ٦٠% (١.٦).

R18.8.5.4 If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined volume of concrete (as defined in 18.6.4, 18.7.5, or 18.8.3), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside.

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

or

$$\ell_{dm} = 1.6 \ell_d - 0.6 \ell_{dc}$$

Where:

- ℓ_{dm} is the required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete
- ℓ_d is the required development length in tension for straight bar as defined in 18.8.5.3.
- ℓ_{dc} is the length of bar embedded in confined concrete

E- (18.8.5.5) إذا تم استخدام حديد التسليح المغطى بمادة ايبوكسي (epoxy-coated reinforcement) مسافة الاتصال في البنود السابقة (18.8.5.1, 18.8.5.3, and 18.8.5.4) يجب ان يتم ضربها في معاملات في جدولي البندين (25.4.2.4) او (25.4.3.2).

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Cover ψ_c	For No. 11 bar and smaller hooks with side cover (normal to plane of hook) $\geq 2\text{-}1/2$ in. and for 90-degree hook with cover on bar extension beyond hook ≥ 2 in.	0.7
	Other	1.0
Confining reinforcement $\psi_r^{[2]}$	For 90-degree hooks of No. 11 and smaller bars (1) enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \leq 3d_b$, or (2) enclosed along the bar extension beyond hook including the bend within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{ext} at $s \leq 3d_b$	0.8
	For 180-degree hooks of No. 11 and smaller bars enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \leq 3d_b$	
	Other	1.0

^[1]The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend.

^[2] d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

Table 25.4.2.4—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, where f_{cr} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ^[1] ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size ψ_s	No. 7 and larger bars	1.0
	No. 6 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position ^[1] ψ_r	More than 12 in. of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

^[1]The product $\psi_r\psi_e$ need not exceed 1.7.

18.6.5 Shear strength

A. (18.6.5.1 *Design Force*)، قوة القص التصميمية (V_e)، يتم حسابها عند وجهي الركيزتين في طرفي الجسر والنااتجة عن تولد العزوم (M_{pr}) في أطراف الجسر والتي تنتج عن إزاحة الإطار في الاتجاهين نتيجة التعرض للقوى الجانبية.

B. (18.6.5.2) حديد التسليح العرضي (Transverse reinforcement) والمحدد في البنود السابقة (18.6.4)، يجب ان يصمم لمقاومة القص بافتراض ان ($V_e = 0$) عند تحقق الشرطين التاليين:

١- قوة القص الزلزالية المحسوبة في الفقرة A في الأعلى تساوي نصف مقاومة القص التصميمية المطلوبة على الأقل.

٢- قوة الضغط المحورية على العنصر المصعدة (P_u)، مع الأخذ بتأثيرات الزلزال اقل من القيمة:

$$P_u < 0.05f_cA_g$$

C. ملاحظات على متطلبات تصميم القص:

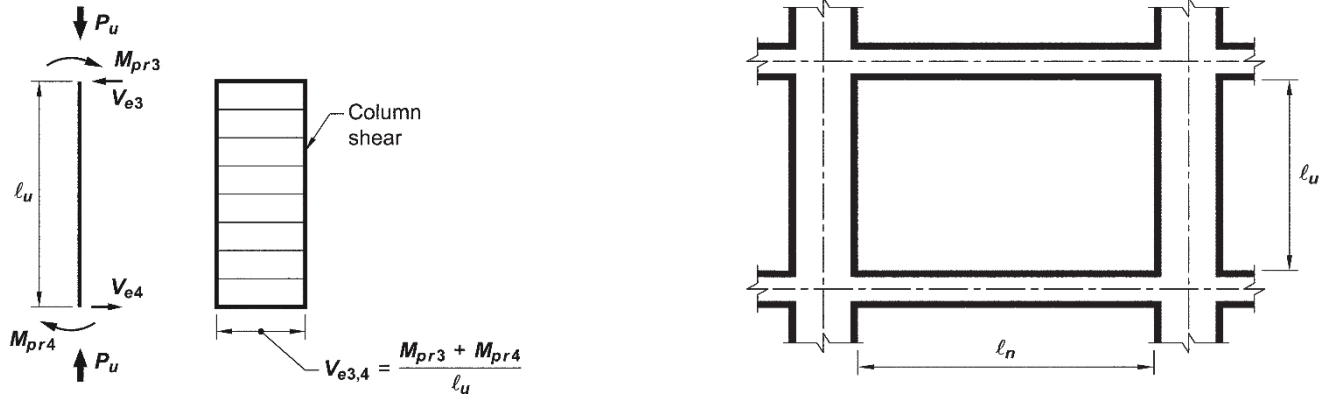
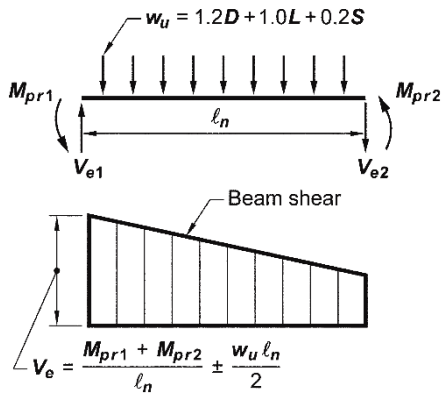
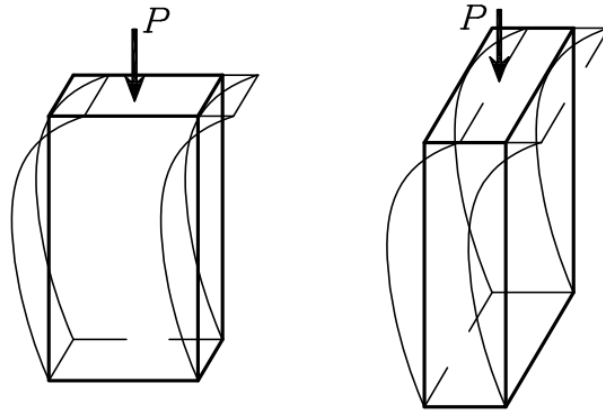


Fig. R18.6.5 – Design shears for beams and columns



- ١- اتجاه قوة القص (V_e)، يعتمد على نسبة الاحمال الرأسية (احمال الجاذبية) الى قوة القص الناتجة عن العزوم الطرفية.
- ٢- العزوم الطرفية (M_{pr})، يحصل عندما يصل اجهادات الشد في حديد التسليح الى ($1.25 f_y$)، بحيث يتم الاخذ في الحسبان العزمين عند نهايتي الجسر معاً مع عقارب الساعة وضد عقارب الساعة.
- ٣- العزوم الطرفية (M_{pr}) للأعمدة ليس بالضرورة ان يتجاوز قيمة العزوم المتولدة في عقد التقاء الجسور والاعمدة، وفي كل الأحوال لا يقل القص التصميمي (V_e) عن قيمة القص الناتج عن عملية تحليل المنشأ.

• الأعمدة الكروية:

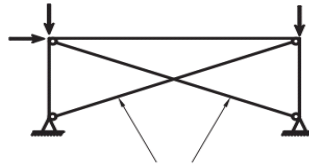


يعرف العمود الطويل) نحيف (إذا كانت أبعاده صغيره مقارنة بارتفاعه الغير المسنود والذي يحدد

هذا هو نسبه النحافة (slenderness ratio) والتي سيأتي الحديث عنها لاحقاً. أن السبب الرئيسي في فشل الأعمدة الطويلة هو الانبعاج حيث أنها تصل إلى إجهاد الانبعاج أو الإجهاد الحرج (Critical stress) أو الحمل الحرج.

• طريقة الكود لأحساب تأثير النحافة:

تعتمد هذا الطريقة بإيجاد معامل تضخيم أكبر من الواحد وضربه في العزم الناتج من التحليل الخطي. فإذا كان الإطار مثبت فيتم تحديد نوع العمود (قصير أو طويل) وكذلك معامل التكبير للعزوم إذا كان العمود نحيف) طويل (وتختلف حاله ماذا كان العمود ضمن اطرار مثبتة (مقيدة) او غير مقيدة



Bracing to Resist Hz. Loads

الحاله الاول (الاطرار المثبته):

يعتبر الإطار مثبت إذا تحقق الشرط التالي.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.05$$

حيث أن :

$\sum P_u$: الحمل الرأسى الكلى.

Δ_o : الازاحة الجانبية بين أعلى وأسفل الطابق الناتج عن القوة الجانبية.

V_u : القوة الجانبية في الطابق.

l_c : طول العمود المعرض للضغط ويقاس من مركز العقدة إلى مركز العقدة.

خطوات الحل:

تحديد قيمة (k) .

- تحديد نحافة العمود.
- حساب معامل تكبير العزم (δ_{ns})
- أولاً: تحديد قيمة: (K)

ففي الإطارات المثبتة تكون قيمة (k) تساوي أو اقل من (1) ولأغراض التصميم السريع تأخذ قيمة $(k=1)$ ويمكن إيجاده من المخطط الوارد في [02 (sec. 10.12.1)] والخاص بالمثبت، ويمكن إيجاد معامل الطول الفعال من العلاقة التالية :

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_b) \leq 1$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI_c}{l_c} \right)_{column}}{\sum \left(\frac{EI_b}{l} \right)_{beam}}$$

حيث أن:

E : معامل المرونة للخرسانة.

I : عزم القصور الذاتي للعمود أو الجسر.

l : طول العمود أو الجسر على التوالي ويقاس من المركز إلى المركز .

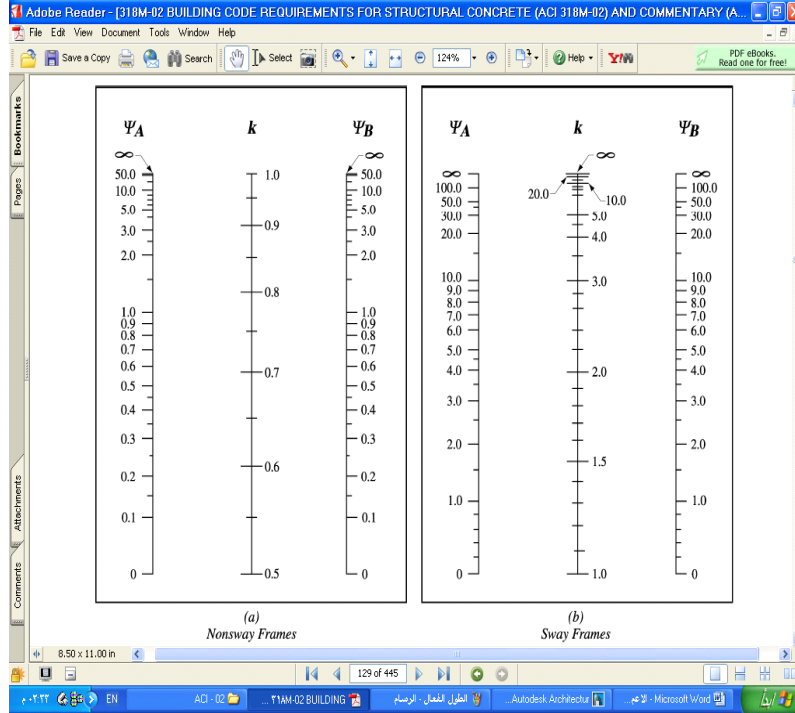
أما جساءة الأعضاء (EI) توجد من العلاقات التالية

عزم القصور الذاتي للأعضاء:

Beams	$I = 0.35 I_g$
Columns	$I = 0.70 I_g$
Walls-Untracked	$I = 0.75 I_g$
Walls-Cracked	$I = 0.35 I_g$

Flat plates and flat slabs

$$I = 0.25 I_g$$



ثانياً: تحديد نحافة العمود.

نحدد فيها إذا كان العمود نحيف أولاً من العلاقة التالية:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

حيث أن:

() أقل عزم الذي يتعرض له العمود في أحد الأطراف وهو أقل من ().

() العزم الذي يتعرض له العمود في الطرف الآخر ، تؤخذ القيمة () موجبة إذا كان العمود

معرض لأنحاء أحادي (Single curvature) وتكون سالبة إذا كان معرض لانحناء مزدوج (Double curvature).

:(هو الطول غير المدعوم حيث يأخذ المسافة الصافية بين الكمرة والبلاطة وفي حالة وجود تاج أسفل العمود (Column capital) تؤخذ المسافة من أسفل التاج. فإذا كان العلاقة السابقة محققة فإنه لا يأخذ تأثير النحافة ويعتبر العمود قصير ولكن إذا زادت هذه القيمة عن المحدد فإن العمود يعتبر طويل ويجب إيجاد معامل التكبير.()

ثالثاً: حساب معامل تكبير العزم.()

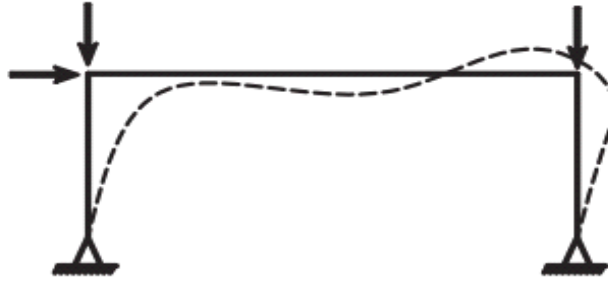
إذا كان العمود قصير فإن العمود يصمم على العزم المعرض له وإذا كان العمود طويل فيتم حساب معامل التكبير من المعادلات الواردة في وهي كالتالي:

$M_c = \delta_{ns} M_2$	
$M_2 \geq M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \quad : h \rightarrow mm$	
$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0$	
$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2}$	
$E I = \frac{(0.2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d}$	
$or \quad E I = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$	
$or \quad E I = 0.25 E_c I_g$	
$C_m = 0.6 + \left(0.40 \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$	

:(معامل مرونة الحديد (E_s)

:(عزم القصور الذاتي للحديد حول مركز المقطع. (I_{se})

(2) الحالة الثانية الإطارات الغير مثبتة:



(UNBRACED FRAME)

يعتبر الإطار غير مثبت إذا تحقق الشرط التالي:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} > 0.05$$

إذا كان الإطار غير مثبت فيتم تحديد نوع العمود (قصير أو طويل) وكذلك معامل التكبير للعزوم (إذا كان العمود نحيف) طويل (تبعاً للخطوات التالية):

I. تحديد قيمة (k)

ii. تحديد نحافة العمود.

. حساب معامل تكبير العزم (δ_s)

أولاً: تحديد قيمة (k)

ففي الإطارات الغير مثبتة يمكن إيجاد معامل الطول الفعال من العلاقات التالية حسب التثبيت في النهايات كالتالي:

أعضاء مضغوطة مثبتة من كلا طرفيها:

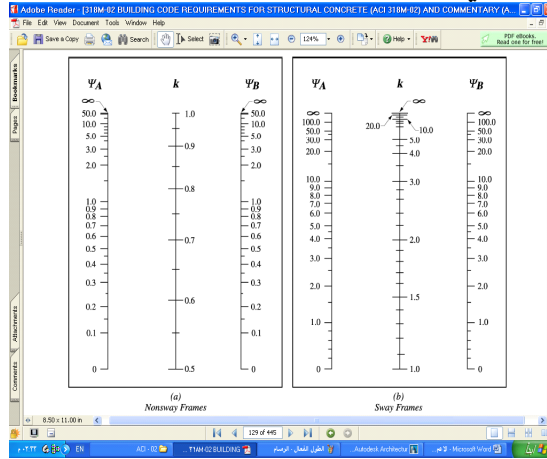
$$\text{For } \psi_m < 2 : k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{For } \psi_m \geq 2 : k = 0.90 \sqrt{1 + \psi_m}$$

أعضاء معرضة لقوى ضغط مفصلية من أحد طرفيها:

$$k = 2.0 + 0.30\psi$$

البارمترات (ψ , E , I) سبق شرحها في الإطارات المثبتة.



ثانيا: تحديد نحافة العمود.

يكون العمود قصير إذا كانت العلاقة التالية محققة ولا يتم أخذ تأثير النحافة:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

لكن عندما تكون العلاقة التالية محققة يتم أخذ تأثير النحافة ومنه يتم إيجاد العزم المكبر على طرفي العمود.

ثالثا: حساب معامل تكبير العزم.

إذا كان العمود قصير فإن العمود يصمم على العزم المعرض له وإذا كان العمود طويل فيتم حساب معامل التكبير من المعادلات الواردة في وهي كالتالي:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2}$$

$$E I = \frac{(0.2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d}$$

$$or \quad E I = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$or \quad E I = 0.25 E_c I_g$$

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

() هو العزم المكبر للحمل لا تسبب إزاحة جانبية تجعل الإطار غير مثبت ، وتحسب عن طريق المعادلات الخاصة بالإطارات المثبتة (السابق ذكرها) .

() هي العزوم المكبر الناتجة عن القوى التي تسبب الإزاحة الجانبية مثل أحمال الرياح والزلازل ويحسب هذا العزم كالتالي:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s$$

حيث أن () هو العزم الناتج عن الحمل الذي يؤدي إلى إزاحة. (side sway)

$$M_s \delta_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s$$

() :نسبة القص الدائم إلى قوة القص الكلية للطابق.

أما قيمة () فيتم حسابها على أنها. (side sway)

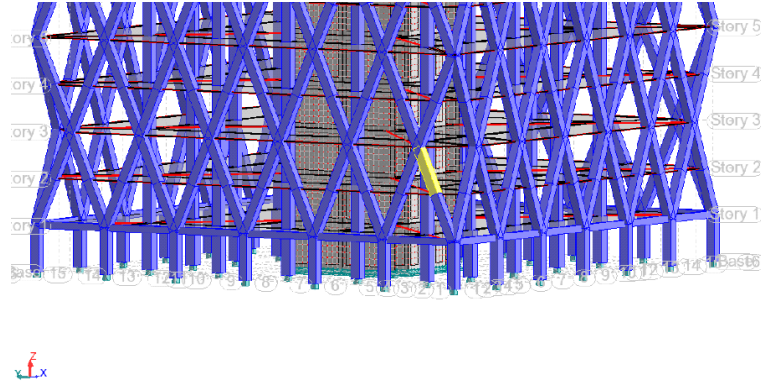
• التمثيل من النماذج :

وفي تصميم الأعمدة الخاصة بمشروعنا لابد أولا من تحديد نوعية الاطار هل هو مقيد او غير مقيد ومن ثم تحديد نوع العمود من حيث كونه عمود قصير او عمود طويل) نحيف:(

X-Direction						
Story	Pu	V us	L c	Δ		check
1	22239.251	20429.21	4	16.11	0.004384	non away
2	21491.788	19801.36	4	9.51	0.00258	non away
3	21212.336	18804.26	4	4.67	0.001317	non away
4	21388.469	17682.8	4	6.3	0.001905	non away
5	21447.182	16345.71	4	6.78	0.002224	non away
6	21388.469	14771.97	4	6.74	0.00244	non away
7	20261.478	12976.09	3.2	2.94	0.001435	non away
8	20437.612	11141.4	3.2	2.99	0.001714	non away
9	20499.468	9164.58	3.2	2.62	0.001831	non away

Y-Direction						
Story	Pu	V us	L c	Δ		check
1	22239.251	20428.13	4	6.78	0.001845	non away
2	21491.788	20032.6	4	6.07	0.001628	non away
3	21212.336	19332.11	4	5.95	0.001632	non away
4	21388.469	18377.32	4	6.45	0.001877	non away
5	21447.182	17136.07	4	6.28	0.001965	non away
6	21388.469	15620.78	4	5.96	0.00204	non away
7	20261.478	13861.97	3.2	3.61	0.001649	non away
8	20437.612	12012.94	3.2	3.39	0.001802	non away
9	20499.468	9982.56	3.2	2.95	0.001893	non away
10	20499.469	7782.87	3.2	2.7	0.002222	non away
11	20499.469	5410.08	3.2	2.48	0.002937	non away
12	21609.391	2849.98	3.2	2.99	0.007085	non away

المثال التطبيقي لعمود مركبي



$$P_u = 5195.94 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 42.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 100.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 39.99 \text{ kN}$$

$$f_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

◆ Check of Behavior of Design:

$$\text{Check of } P_u \geq 0.1 f_c A_g$$

$$0.1 f_c A_g = 0.1 \times 35 \times 500 \times 700 \times 10^{-3} = 1225 \text{ KN}$$

$$P_u = 5195.94 \text{ kN} \geq 1225 \text{ KN}$$

⇒ **Member will design as Column**

Check of Slenderness:

The frame is braced; this is based on previous calculation mentioned before for

every story in the building, so:

$$\frac{k L_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\text{Assume } k = 1 \quad L_u = 4.37 \text{ m}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 0.7 = 0.21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1 \times 4.37}{0.21} = 20.8$$

$$34 - 12 \times \frac{21.23}{100.65} = 31.46 \leq 40$$

$$\therefore 20.8 \leq 31.46 \leq 40$$

⇒ Column is a Short and Slenderness will be Neglected

◆ Calculate (e b) to know if tension controls or compression controls:

$$\Rightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{100.65 \text{ KN.m}}{5195 \text{ kN}} \times 1000 = 19.36 \text{ mm}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{42.25 \text{ KN.m}}{5195.94 \text{ kN}} \times 1000 = 8.1 \text{ mm}$$

▪ For $M_{ux} = 100.65 \text{ KN.m}$ (3Ø20mm):

$$d' = 40 + 10 + \frac{20}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 60 = 640 \text{ mm}$$

$$d'' = \frac{700}{2} - 60 = 290 \text{ mm}$$

$$A_s = A_{s'} = 3\text{Ø}20 \text{ mm} = 942.47 \text{ mm}^2$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{100.65 \text{ KN.m}}{5195.94 \text{ kN}} \times 1000 = 19.36 \text{ mm}$$

Check if Tension or Compression Control:

$$C_b = \frac{600d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 640}{600 + 420} = 376.47 \text{ mm}$$

$$a_b = 0.85 C_b = 0.85 \times 376.47 = 319.99 \text{ mm}$$

$$\text{Check } f_{s'} = 600 \left(\frac{C_b - d'}{C_b} \right) = 600 \left(\frac{319.99 - 60}{319.99} \right) = 504.37 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow f_{s'} > f_y \Rightarrow \text{Use } f_{s'} = f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$P_b = 0.85 f_c a b + A_{s'} (f_y - 0.85 f_c) - A_s f_y$$

$$P_b = 0.85 \times 35 \times 319.99 \times 500 + 942.47 (420 - 0.85 \times 35) - 942.47 \times 420$$

$$P_b = 3779.84 \text{ KN}$$

$$M_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d''$$

$$C_c = 0.85 f_c a b = 0.85 \times 35 \times 319.99 \times 500 = 4759851.25 \text{ N} = 4759.85 \text{ KN}$$

$$C_s = A_{s'} (f_y - 0.85 f_c) = 942.47 (420 - 0.85 \times 35) = 367798.92 \text{ N} \\ = 367.7989 \text{ KN}$$

$$T = A_s f_y = 942.47 \times 420 = 395837.4 \text{ N} = 395.84 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_b = 4759.85 \times \left(640 - \frac{319.99}{2} - 290 \right) + 395.84 \times (640 - 60 - 290) + 395.84 \\ \times 290$$

$$M_b = 1133.98 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{1133.98 \text{ KN.m}}{3779.84 \text{ KN}} = 297.85 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e_b = 297.85 \text{ mm} > e_y = 19.36 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

(Compression Control)

So we will Using Cubic Diagram's Equation in (concrete structural
M. Nadeem Hasson)

$$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0$$

$$A = \frac{0.85f_c b}{2} = \frac{0.85 \times 35 \times 500}{2} = 7437.5 \text{ N}$$

$$B = 0.85f_c b \left(e - \frac{h}{2} \right) = 0.85 \times 35 \times 700 \left(19.36 - \frac{700}{2} \right) = -4918270 \text{ N}$$

$$C = A_s' (f_y - 0.85f_c) \left(e + \frac{h}{2} - d \right) + 600A_s \left(e + \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$= 942.47(420 - 0.85 \times 35) \left(19.36 + \frac{700}{2} - 640 \right) + 600 \times 942.47 \times \left(19.36 + \frac{700}{2} - 60 \right)$$

$$C = 75396412.48 \text{ N}$$

$$D = -600A_s \left(e + \frac{h}{2} - d' \right) \times \beta \times d = -600 \times 942.48 \times \left(19.36 + \frac{700}{2} - 60 \right) \times 0.85 \times 640$$

$$D = -95166006.27 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\Rightarrow 7437.5 \times a^3 + (-4918270) a^2 + 75396412.48 \times a - 95166006.27 \times 10^3 = 0$$

By Solving the Equation:

$$a_1 = 650.36 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow C = \frac{a}{0.85} = \frac{650.36}{0.85} = 765.13 \text{ mm}$$

◆ Check Yielding of A_s' assumption:

$$f_s = 600 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 600 \left(\frac{640 - 765.13}{765.13} \right) = -98.12 \text{ Mpa}$$

The steel work as Compression

$$f_{s'} = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 600 \left(\frac{765.13 - 60}{765.13} \right) = 555.8 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow f_{s'} > f_y \quad \Rightarrow \text{Use } f_{s'} = f_y = 420 \text{ Mpa} \quad (\text{As assumed})$$

◆ Calculations of P_{nx} :

$$P_{nx} = C_c + C_s - T$$

$$C_c = 0.85f_c a b = 0.85 \times 35 \times 650.36 \times 500 = 9670.53 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s'(f_y - 0.85f_c) = 942.47(420 - 0.85 \times 35) = 367798.92 \text{ N} \\ = 367.7989 \text{ KN}$$

$$T = A_s f_s = 942.47 \times -98.12 = -92475.156 \text{ N} = -92.475 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_{nx} = 9670.53 + 367.79 - (-92.47) = 10130.795 \text{ KN}$$

- For $M_{uy} = 42.25 \text{ KN.m}$ (5Ø20mm):

$$d' = 40 + 10 + \frac{20}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 60 = 440 \text{ mm}$$

$$d'' = \frac{500}{2} - 60 = 190 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 5\text{Ø}20 \text{ mm} = 1570.79 \text{ mm}^2$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{42.25 \text{ KN.m}}{5195.94 \text{ kN}} \times 1000 = 8.1 \text{ mm}$$

Check if Tension or Compression Control:

$$C_b = \frac{600d}{600+f_y} = \frac{600 \times 440}{600+420} = 258.8 \text{ mm}$$

$$a_b = 0.85C_b = 0.85 \times 258.8 = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Check } f_{s'} = 600 \left(\frac{C_b - d'}{C_b} \right) = 600 \left(\frac{258.8 - 60}{258.8} \right) = 460.89 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow f_{s'} > f_y \Rightarrow \text{Use } f_{s'} = f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$P_b = 0.85f_c a b + A_s'(f_y - 0.85f_c) - A_s f_y$$

$$P_b = 0.85 \times 35 \times 220 \times 700 + 1570.79(420 - 0.85 \times 35) - 1570.79 \times 420$$

$$P_b = 4534.76 \text{ KN}$$

$$M_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s(d - d' - d'') + T d''$$

$$C_c = 0.85f_c a b = 0.85 \times 35 \times 220 \times 700 = 4581500 \text{ N} = 4581.5 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s'(f_y - 0.85f_c) = 1570.79(420 - 0.85 \times 35) = 613000 \text{ N} = 613 \text{ KN}$$

$$T = A_s f_y = 1570.79 \times 420 = 659731.8 \text{ N} = 659.73 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_b = 4581.5 \times \left(440 - \frac{220}{2} - 190 \right) + 613 \times (440 - 60 - 190) + 659.73 \times 190$$

$$M_b = 883.22 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{883.23 \text{ KN} \cdot \text{mm}}{4534.76 \text{ KN}} = 194.77 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e_b = 194.77 \text{ mm} > e_y = 8.1 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

(Compression Control)

So we will Using Cubic Diagram's Equation in (concrete structural
M. Nadeem Hasson)

$$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0$$

$$A = \frac{0.85f_c b}{2} = \frac{0.85 \times 35 \times 700}{2} = 10412.5 \text{ N}$$

$$B = 0.85f_c b \left(e - \frac{h}{2} \right) = 0.85 \times 35 \times 700 \left(8.1 - \frac{500}{2} \right) = -5037567.5 \text{ N}$$

$$C = A_s' (f_y - 0.85f_c) \left(e + \frac{h}{2} - d \right) + 600A_s \left(e + \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$= 1570.79(420 - 0.85 \times 35) \left(8.1 + \frac{500}{2} - 440 \right) + 600 \times 1570.79 \times \left(8.1 + \frac{500}{2} - 60 \right)$$

$$C = 75199254.33 \text{ N}$$

$$D = -600A_s \left(e + \frac{h}{2} - d' \right) \times \beta \times d = -600 \times 1570.79 \times \left(8.1 + \frac{500}{2} - 60 \right) \times 0.85 \times 4$$

$$D = -69827333.18 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\Rightarrow 10412.5 \times a^3 + -5037567.5 a^2 + 75199254.33 \times a + -69827333.18 \times 10^3 = 0$$

By Solving the Equation:

$$a_1 = 496.46 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow C = \frac{a}{\beta} = \frac{496.46}{0.85} = 584 \text{ mm}$$

◆ Check Yielding of A_s' assumption:

$$f_s = 600 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 600 \left(\frac{440 - 584}{584} \right) = -147.94 \text{ Mpa}$$

The steel work as Compression

$$f_{s'} = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 600 \left(\frac{584 - 60}{584} \right) = 538.356 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow f_{s'} > f_y \quad \Rightarrow \text{Use } f_{s'} = f_y = 420 \text{ Mpa} \quad (\text{As assumed})$$

◆ Calculations of P_{nx} :

$$P_{nx} = Cc + Cs - T$$

$$C_c = 0.85f_c a b = 0.85 \times 35 \times 496.46 \times 700 = 10380.42 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0.85f_c) = 1570.79(420 - 0.85 \times 35) = 613 \text{ KN}$$

$$T = A_s f_s = 1570.79 \times -147.94 = -232 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_{nx} = 10380 + 613 - (-232) = 11225 \text{ KN}$$

◆ Calculations of ϕ :

$$0.65 \leq \phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \left(\frac{250}{3} \right) \leq 0.90 \text{ (tied columns)}$$

For M_{uy} Where Compression Control:

$$d = 440 \text{ mm}$$

$$C = 584 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{440 - 584}{584} \right) = -0.000739$$

$$\Rightarrow \phi = 0.65 + ((-0.000739) - 0.002) \left(\frac{250}{3} \right) = 0.31 \leq 0.65$$

Use $\phi = 0.65$

For M_{ux} Where Compression Control:

$$d = 640 \text{ mm}$$

$$C = 765.13 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{640 - 765.13}{765.13} \right) = -0.00049$$

$$\Rightarrow \phi = 0.65 + ((-0.00049) - 0.002) \left(\frac{250}{3} \right) = 0.44 \leq 0.65$$

Use $\phi = 0.65$

◆ Calculations of P_{ux} and P_{uy} :

$$P_{ux} = \phi P_{nx} = 0.65 \times 11225 = 7296.25 \text{ kN}$$

$$P_{uy} = \phi P_{ny} = 0.65 \times 10130.79 = 6585 \text{ kN}$$

◆ First Calculations of P_{uo} :

$$P_{uo} = \phi(0.85f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y)$$

$$P_{uo} = 0.65(0.85 \times 35(500 \times 700 - 5026.55) + 5026.55 \times 420)$$

$$P_{uo} = 8043.15 \text{ KN}$$

◆ Besler Reciprocal Method:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{uo}}$$

$$\frac{1}{P_{u0}} = \frac{1}{7296.25} + \frac{1}{6585} - \frac{1}{8043.15} = 6075 \text{KN}$$

$$\Rightarrow P_{u0} = 6075 \text{N} > 5195.94 \text{KN} \quad \text{Good}$$

◆ Design for Shear:

$$V_w = 0.17 b_w d \sqrt{f_c} = 0.17 \times 500 \times 640 \times \sqrt{35} \times 10^{-3} = 315.5 \text{ KN}$$

$$2V_w = 631 \text{ KN}$$

$$4V_w = 1262.1 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g}\right) \times V_w = \left(1 + 0.07 \times \frac{5195 \times 1000}{500 \times 700}\right) \times 315.5 = 643 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 643 = 482.5 \text{ KN}$$

$$\text{Note That } \phi V_c = 482.5 \text{KN} \geq V_u = 39.99 \text{KN}$$

▪ الطول l_o يؤخذ على الأقل يساوي القيمة الأكبر بين القيم:

d. عمق العمود عند وجه عقدة الاتصال، او عند المقطع الذي يتوقع حدوث خضوع

عزوم الانحناء عنده ($l_o = h$ of column)

e. سدس الطول الصافي من العمود ($l_o = \frac{1}{6} \times l_n$)

f. ($l_o = 450 \text{ mm}$)

$$l_o \geq \text{The largest value between } \begin{cases} h \\ \frac{1}{6} \times l_n \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Use minimum ties as required:

▪ Length (l_o):

$$l_o \geq \text{The largest value between } \begin{cases} h = b = 700 \text{ mm} \\ \frac{l_n}{6} = \frac{4000 - 300}{6} = 616 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Use $l_o = 700 \text{ mm}$ from Bottom and Top of Column.

▪ Spacing (S_o):

بالنسبة للمسافات بين الكانات في التسليح العرضي فانه ووفقا لاشتراطات الكود الأمريكي الخاصة بتسليح القص في الاعمدة بالنسبة للإطارات الخاصة المقاومة للعزوم (ACI Code-14-section 18.7. 5.3) فانه يجب ان لا تزيد مسافة التباعد بين حديد التسليح العرضي عن القيمة الأصغر فيما بين القيم التالية:

S

$$\leq \text{The smallest value of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \times B_{\min} \text{ dimension in column} \\ 6\phi_{\text{smallest longitudinal Bar using}} \\ S_o \text{ as calculated by: } S_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \end{array} \right.$$

بحيث تكون قيمة (S_o) المحسوبة من المعادلة ($S_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right)$) لا تزيد عن (150mm) ولا تقل عن (100 mm).

S

$$\leq \text{The smallest value of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{4} = \frac{h}{4} = \frac{500}{4} = 250 \text{ mm} \\ 6\phi_{\text{bar}} = 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ 24\phi_{\text{stirrup}} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Use $S_o = 120 \text{ mm}$ from Bottom and Top of Column.

$$2S_o = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$S_o/2 = 120/2 = 60 \text{ mm}$$

نتائج التصميم للأعمدة :

أولا - نتائج الأعمدة الداخلية (الراسية) :

جدول تسليح أعمدة الدور الأول											
col. No	dia		Ø bar (mm)	Øst (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars	column case	check section	s (used)	check sec
	b (mm)	h(mm)									
c1	900	900	28	10	9	9	32	beam-column	ok	200	ok
	900	900						beam	ok	200	ok
c2	800	800	24	10	7	7	24	beam-column	ok	200	ok
	800	800						beam	ok	200	ok
c3	900	900	22	10	9	9	32	beam-column	ok	200	ok
	900	900						beam	ok	200	ok
c4	1000	1000	28	10	9	9	32	beam-column	ok	200	ok
	1000	1000						beam	ok	200	ok

جدول تسليح أعمدة الدور الثاني والثالث											
col. No	dia		Ø bar (mm)	Øst (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars	column case	check section	s (used)	check sec
	b (mm)	h(mm)									
c1	900	900	28	10	8	8	28	beam-column	ok	200	ok
	900	900						beam	ok	200	ok
c2	800	800	24	10	9	9	24	beam-column	ok	200	ok
	800	800						beam	ok	200	ok

جدول تسليح أعمدة الدور الرابع -التامن											
col. No	dia		Ø bar (mm)	Øst (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars	column case	check section	s (used)	check sec
	b (mm)	h(mm)									
c1	800	800	22	10	8	8	28	beam-column	ok	200	ok
	800	800						beam-column	ok	200	ok
c2	700	700	20	10	7	7	24	beam-column	ok	200	ok
	700	700						beam-column	ok	200	ok

جدول تسليح أعمدة الدور التاسع- الثاني عشر											
col. No	dia		Ø bar (mm)	Øst (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars	column case	check section	s (used)	check sec
	b (mm)	h(mm)									
c1	700	700	20	10	7	7	24	beam-column	ok	200	ok
	700	700						beam-column	ok	200	ok
c2	600	600	18	10	6	6	20	beam-column	ok	200	ok
	600	600						beam-column	ok	200	ok

قمنا بتقليل ابعاد وتسليح المقاطع بما يحافظ على خصائص العنصر المقاوم للقوى صعوداً خلال الطوابق تحقيقاً للاقتصادية في التكلفة.

ثانياً/ الأعمدة الشبكية:

قمنا باخذاً عدة عناصر وتم التشييك على البقية وتم تصميم العناصر على عدة حالات:

story	COL NO	input data								check reinforcement		design	shear design	
		b (mm)	h (mm)	L (mm)	case NO	∅ bar (mm)	∅st (mm)	bars NO along h	bars NO along b	total bars	column case	check section	s (used)	check sec
1	484	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	3	14	axial	ok	120	ok
					case 5						beam-column	ok		
					case 6						axial	ok		
	676	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						beam-column	ok		
					case 6						beam-column	ok		
2	490	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
	469	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
3	90	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
	99	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
4	104	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
	507	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
5	129	500	700	4000	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
	525	500	700	3200	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	3200	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
6	722	500	700	3200	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	3200	case 4	20	10	6	4	16	beam-column	ok	120	ok
					case 5						beam	ok		
					case 6						axial	ok		
	724	500	700	3200	case 1	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						axial	ok		
		500	700	3200	case 4	20	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						beam	ok		
					case 6						axial	ok		

7	139	500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
	341	500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
8	155	400	600	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
		400	600	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
	555	500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
9	371	500	700	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
		500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						axial	ok		
					case 3						beam	ok		
	560	500	700	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
10	191	500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						axial	ok		
	585	500	700	4000	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
11	379	500	700	4000	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
		500	700	3200	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
	571	500	700	3200	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						axial	ok		
					case 6						beam	ok		
12	767	500	700	3200	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	3200	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						beam	ok		
					case 6						beam	ok		
	788	500	700	3200	case 1	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 2						beam	ok		
					case 3						beam	ok		
		500	700	3200	case 4	18	10	6	4	16	axial	ok	120	ok
					case 5						beam	ok		
					case 6						beam	ok		

أشرفه:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب الثامن : جدران القص

جدران القص

walls

DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

محتويات الباب

- المقدمة
- تعريف جدران القص
- تصنيف جدران القص
- الزلازل وجدران القص
- سلوك جدران القص والاشتراطات الانشائية
- اشتراطات ومتطلبات الكود
- مثال يوضح خطوات التصميم

● المقدمة :

قبل تطور استخدام الإطارات في القرن التاسع عشر كان معظم الجدران جدران حاملة ومنذ أواخر القرن التاسع عشر أصبح معظم الجدران جدران غير حاملة وأصبحت منتشرة لان الأعضاء الأخرى للإطارات تستخدم لإيجاد الاستقرار للمنشأ (Stability) وأما الآن فتوجد جدران تخدم كل الأغراض مثل الجدران الساندة (Retaining walls) وجدران القاعدة (walls basement) وجدران القواطع (partition wall) وجدران القص الخرسانية (shear walls).....الخ.

● تعريف جدران القص:-

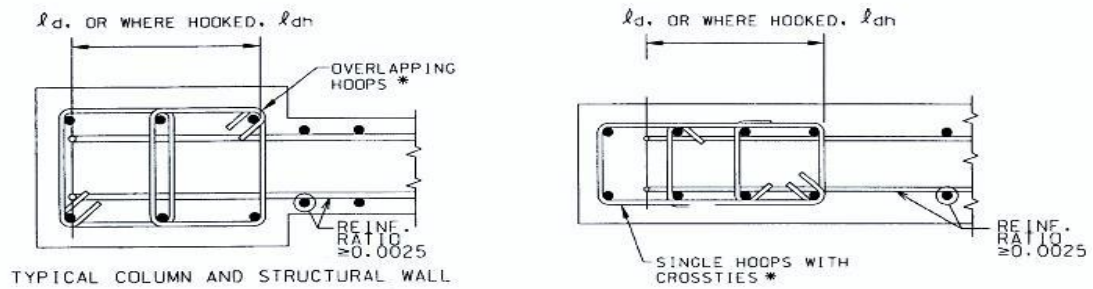
جدار القص هو جدار حائط من الخرسانة العادية او المسلحة يشكل جزءاً من النظام الإنشائي المصمم لمقاومة جميع القوى المؤثرة بما فيه القوى الأفقية الموازية لمستواه ويسمى أحيانا (الديافرام الرأسى) او هي عبارة عن أعمدة لكن يكون طوله يزيد عن خمسة أضعاف عرضه وتتصرف الجدران القصية كجائز ظفري شاقولي يسيطر على سلوكها الانعطاف وليس القص ولهذا تتطور اللدونة أولا فيأسفلها عندما تكون منفردة ومتصلة بإطارات البناء أما الجدران المتصلة ببعضها بجوائز ربط فتتطور اللدونة أولا في أطراف الجوائز الربط مما يسمح بتبديد جزء مهم من الطاقة المنقولة إليها قبل أن تتشكل اللدونة في أسفل الجدار

● تصنيف جدران القص:-

- تصنيف جدران القص من حيث الاتصال في الأطراف.
- تصنيف جدران القص من حيث الأحمال.
- تصنيف جدران القص من حيث الشكل (المسقط الأفقي).
- تصنيف جدران القص من حيث التسليح الطولي.
- تصنيف جدران القص من حيث الأهمية

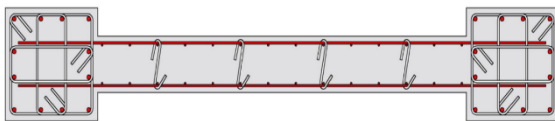
١. تصنيف جدران القص من حيث الاتصال في الأطراف.

- i. جدران غير متصلة.
- ii. جدران متصلة بجدران أخرى.
- iii. جدران متصلة بأعمدة مخفية (العناصر الطرفية).

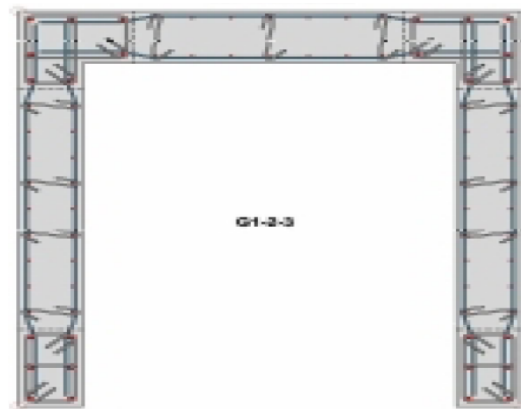


٢. تصنيف جدران القص من حيث الشكل (المسقط الأفقي).

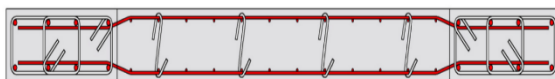
- i. جدار ذو مقطع مستطيل.
- ii. جدار ذو مقطع حرف (I).
- iii. جدار ذو أجنحة في الأطراف مقطع حرف (H). جدران بمقاطع صندوقية (مربع ، دائرية ، مضلعة).

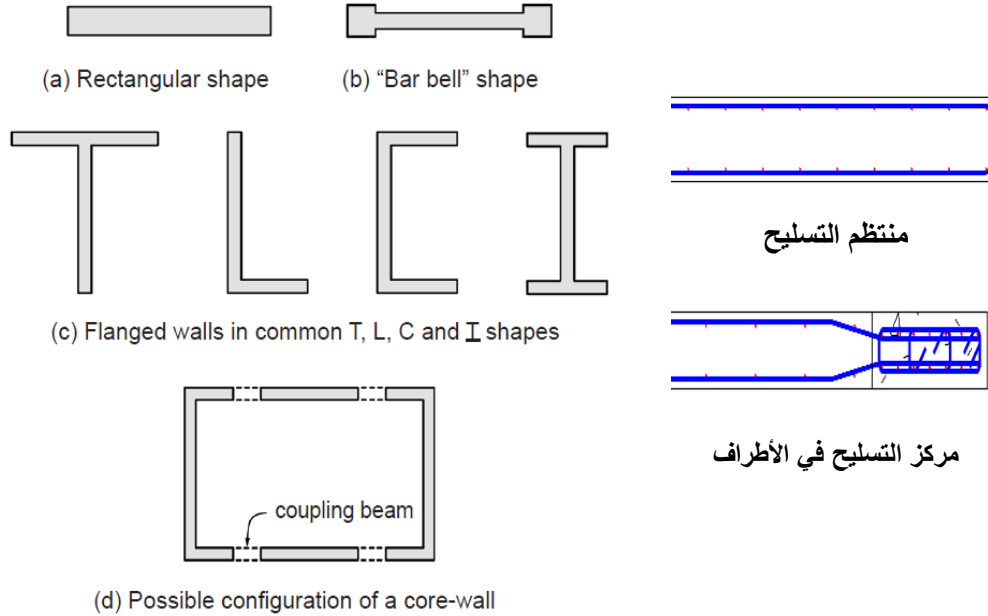


جدار بشكل (Bar bell)



جدار بمقطع مربع





٣. تصنيف جدران القص من حيث التسليح الطولي.

- i. جدران بتسليح طولي منتظم التوزيع على وجهي الجدار.
- ii. جدران بتسليح طولي مكثف في أطراف الجدار ومنتظم التوزيع في العصب (الجزء الواقع بين لأطراف)

4 - تصنيف جدران القص من حيث الأحمال

- i. جدران حاملة (Load-Bearing concrete walls): معظم الجدران الخرسانية في المباني المقاومة للرياح والزلازل وهي جدران حاملة وتحمل ليس فقط الأحمال الرأسية بل تتحمل أيضا بعض الأحمال الأفقية ونتيجة لوجود قدر كبير من (in-plane stiffness).
- ii. جدران غير حاملة (Non-load bearing walls): هي الجدران التي تحمل ثقلها فقط وربما بعض الأحمال الأفقية ويدخل ضمن هذا الصنف الجدران الساندة وجدران الواجهات (Façade walls) وجدران المآذن المرتفعة.

5. تصنيف جدران القص من حيث الأهمية

جدران قص اعتيادية (OSW- Ordinary Shear Walls)

جدران قص خاصة (SSW- Special Shear Walls)

الزلازل وجدران القص:

جدران القص تعتبر من العناصر الإنشائية الأساسية في تصميم الابنية المقاومة للزلازل حيث يستخدم جدار القص -shear wall لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل وعن قوى الرياح، ويكون الحديد الرئيسي في الحائط هو الحديد الأفقي، ويتم حساب الاحمال الفقية لكل طابق على حدة ويتم تحويلها الى قوة مركزة تكون بمستوى العقدة ويتم حساب مقدار القوى الأفقية التي يحملها كل حائط ويتم تصميم الحائط بناءً على ذلك يجب أن يُعلم بأن الاهتزازات الزلزالية ينجم عنها قوى أفقية وأخرى رأسية ولكن في أغلب الأحيان لا تؤخذ القوى الرأسية في الحسبان أثناء التصميم الإنشائي وذلك لأن متانة المباني "Structural Stiffness" في الاتجاه الرأسي تكون دائماً أضعاف المتانة في الاتجاه الأفقي، لهذا تعتبر القوى الناجمة عن الحركة الأفقية المفاجئة للأرض (نتيجة لخاصية الخمول الذاتي للمبنى) هي القوى الأكبر ضرراً على المبنى وينتج عنها تغيرات غير مرنة "Inelastic Deformations" في الشكل الهندسي لمكونات الهيكل البنائي، ويمكن الاستفادة من خاصية التغيرات غير المرنة هذه في امتصاص الطاقة الناجمة عن الهزة الزلزالية. لذلك فإن كافة قوانين تصميم البناء المقاوم للزلازل تتطلب أن يصمم المبنى بمواصفات معينة بحيث يمتلك قدرًا كافيًا من خاصية امتصاص الطاقة. تدعى هذه الخاصية بالمرونة "Ductility" ويمكن تعريفها بأنها قدرة الهيكل البنائي على امتصاص الطاقة الزلزالية من خلال التغيرات غير المرنة في العناصر الإنشائية دون أن تفقد هذه العناصر قدرتها على تحمل القوى التي تصل إليها لاحقاً، ويمكن حساب قيمة المرونة m بدلالة القيمة العظمى لتغير الشكل الهندسي للعنصر البنائي D_{max} والقيمة المحسوبة عند بداية التغيرات غير المرنة D_y باستخدام الصيغة التالية: $M = D_{max} \propto D_y$

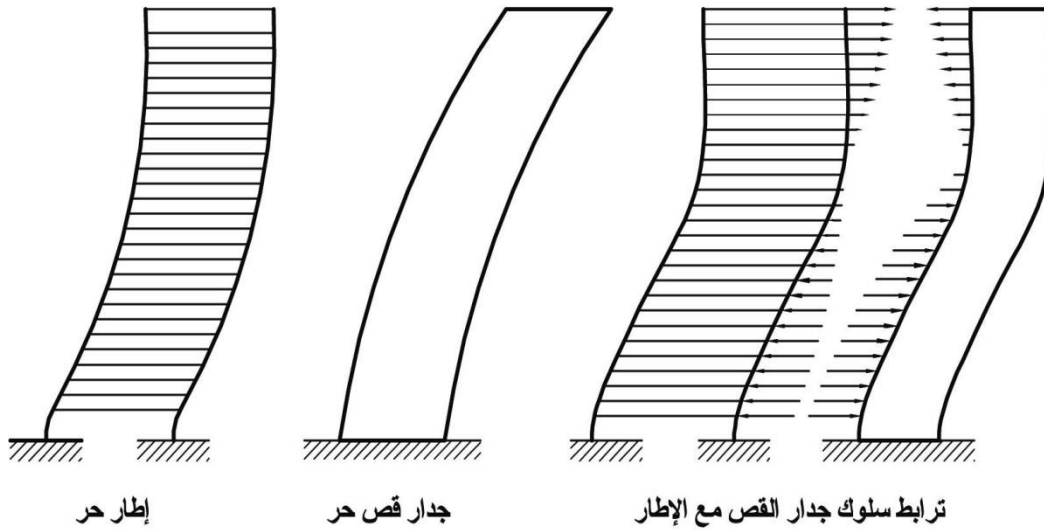
تتضح أهمية هذه الخاصية في حالة جدار القص الإنشائي المحمول على عدد من الأعمدة حيث ينتج عن الحركة الأفقية للأرض قيم عالية من عزم القص وعزم الانحناء في نقطة التقاء الأعمدة مع الجدار [وهو ما يعرف بتركيز القوى نتيجة لعدم استمرارية الشكل الهندسي أو المتانة الإنشائية أو كتلة الجسم $Geometric^2 Discontinuity^2$

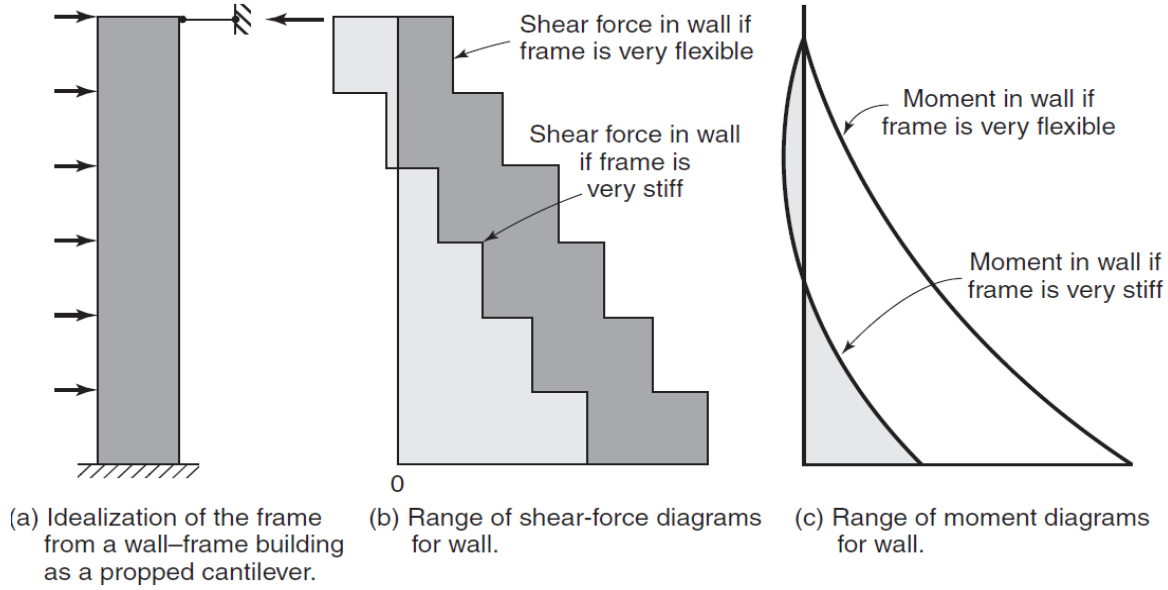
• سلوك جدران القص في النظام الإنشائي المختلط (dual system):

عندما تكون نسبة جساءات الجسور إلى الأعمدة كبيرة نوعا ما، فإن نمط التشوه للإطارات يكون نمط القص (shear mode)، أي أن الإزاحات النسبية في أعلى المبنى أقل منها أسفله، ولكن عندما تكون نسبة جساءات الجسور إلى الأعمدة صغيرة، فإن نمط التشوه للإطارات يكون نمط الانحناء (bending mode)، وفيه تكون الإزاحات النسبية في أعلى المبنى أكبر منها أسفله.

وكما هو الحال في الإطارات فإن جدران القص إذا كانت طويلة (Slender shear wall)، فإنها تتشوه بنمط الانحناء (bending mode)، وإذا كانت قصيرة (Squat shear wall)، فإنها تسلك نمط القص (shear mode).

ولذلك في النظام الإنشائي المختلط (dual system)، ينتج اختلاف في أنماط التشوه بين الإطارات وجدران القص عند تعرضهما لقوى جانبية مما يسبب ما يسمى (interaction forces)، فتنقل قوى إلى الإطارات بنسبة أكبر من جدران القص في أعلى المبنى، وتقل هذه النسبة كلما اتجهنا أسفل المبنى حيث تكون مشاركة جدران القص أكبر بكثير من الإطارات في الأدوار السفلى من المبنى، وهذا يعني أن الإطارات تسند جدران القص من أعلى بينما جدران القص تسند الإطارات من أسفل كما في الشكل.





• الأهرطاطة العامة للجدران القص:-

ملاحظة:- اشتراطات عامه المباني التي ستقاوم الأحمال الأفقية بمساهمة رئيسية لجدران القص:

- تم الاخذ بعين الاعتبار اشتراطات الكود العربي في تصميم جدران القص وذلك لكثرة البيانات الموضحة والمبينة عن هذه الجدران.
- يفضل ألا يقل عدد جدران القص بالاتجاه الواحد عن جدارين غير واقعين على استقامة واحدة ويكونان متناظرين ما أمكن.
- يكون طول جدار القص المناسب لمقاومة القوى الأفقية من مرتبة لا تقل عن 1/8 من ارتفاع كتلة البناء.
- أول جدران مفضلة للعمل كجدران قص هي جدران بيت الدرج (السلم) وجدران المصعد. وفي حالة كون هذه الجدران غير مركزية فسينتج عن وضعها عدم تناظر مما يستتبع ضرورة وضع جدران أخرى تعيد التناظر ما أمكن لنظام المبنى.
- يفضل أن توزع مواقع جدران القص في المسقط الأفقي بحيث يتحقق ما يلي:
 - جساءة مناسبة لمقاومة القوى الأفقية للاتجاهين.
 - تخفيف اللي في المسقط الأفقي.
 - تجنب حدوث قوى حرارية كبيرة نتيجة لمنع الأسقف من التمدد والتقلص.
- يتم تحقيق الشروط الأولى من (١ الى ٤) أعلاه بوضع عدد كاف من الجدران وبأطوال مناسبة وفي الاتجاهين، أما الشرط الثاني فيتحقق بوضع الجدران بمكان قريب من المحيط وبصورة متناظرة. وأما الشرط الثالث فيلزم لتحقيقه عدم وضع جدران رأسية ذات جساءة كبيرة في طرفي المبنى تمنع تقلص أو تمدد أسقف المبنى أفقياً، لذلك توضع

الجدران بطرفي طول المبنى موازية للضلع القصير أما الجدران الموازية للضلع الطويل فتوضع بمنطقة وسط المبنى

- يمكن أن يحوي نظام جدران القص بعض الإطارات التي تؤخذ مساهماتها بالحسبان في التصميم، كما يمكن إهمال مساهمتها (إذا كانت بسيطة) في مقاومة القوى الأفقية شريطة أخذ الترتيبات الإنشائية الواردة في كودات التصميم العربية بالحسبان في تسليح هذه الأعمدة وفي حال عدم توفرها يمكن استعمال التفاصيل المبينة في البند (١٠/٧) للإطارات متوسطة المقاومة لعزوم الإنحناء.

• الأهرطاطة الإنشائية لجدار القص :

- يجب أن لا يقل سمك جدار القص في المباني عن (200 mm) .
- إذا كان البناء من طابقين فيمكن الإكتفاء بالسمك (200 mm) على كامل إرتفاع البناء .
- إذا كان البناء مؤلفاً من عدة طوابق فيكون السمك الأدنى لجدران القص كما يأتي:
- (200 mm) لأعلى (5m) من الإرتفاع .
- تزداد (50mm) لكل (20mm) من الارتفاعات التالية للخمسة الأمتار السابقة .
- لا يزيد التباعد بين جدران القص المتجاورة في الاتجاه الواحد على (15m) ولأعلى مثلي البعد الأدنى لمسقط السقف الواقع بين الجدارين .
- لا يقل عدد جدران القص في كل اتجاه عن جدارين غير واقعين على خط مستقيم واحد .
- يفضل أن لا يقل عمق القطاع العرضي الأفقي لجدار القص عن عشر الارتفاع الكلي للجدار .
- يرتب تسليح جدار القص على شبكتين مع سطح الجدار توضع كل شبكة على مسافة لا تقل عن (20mm) من سطح الجدار الخارجي .
- لا يقل القطر الأدنى لأسياخ التسليح الراسي عن (10mm) ϕ وعن (6 mm) ϕ للتسليح الأفقي.
- لا يزيد التباعد بين أسياخ التسليح الأفقي عن (300mm) على طول جدار القص العادي (OSW) وعلى عصب جدار القص الخاص (SSW) .

- يجب ربط الجدران الخرسانية المسلحة مع الأسقف أو الأعمدة أو الدعامات أو الجدران المتقاطعة بواسطة تسليح لا تقل كميته عن قضيب بقطر ($\phi 10mm$) لكل مسافة (300mm) لكل شبكة التسليح.
- يجب أن لا تقل أطوال التماسك بين قضبان التسليح الرأسي في جدران القص على (50) مرة قطر التسليح المستعمل .
- المسافة بين اسياخ التسليح الافقي والراسي يجب ان لا تزيد عن ($S \leq 450 mm$).
- بالإضافة إلى التسليح السابق يجب وضع على الأقل سيخين من قطر ($\phi 16 mm$) حول النوافذ وفتحات الأبواب هذان السيخين يجب أن يمتد في كل أركان الفتحات (النوافذ وفتحات الأبواب) لمسافة (Full development length) ولا تقل المسافة عن (600mm).
- عندما تكون $V_u \geq \frac{1}{6} * A_{cv} * \sqrt{f'_c}$ نستخدم طبقتين حديد تسليح.
- جدران القص المستعملة في المنشآت المقاومة للزلازل هي عادة من النوع الخاص والمنفذة بالموقع وتصمم وفقاً للكود الأمريكي البند (ACI 05@ 21.9)
- بنود التصميم الإنشائي للجدران الإنشائية واجزائها في الكود الأمريكي هي بناء على نسبة ابعاد الجدار في المسقط الشاقولي للجدار ($h w/L w$) وبناء على نسبة ابعاد مقطع الجدار في المسقط الافقي للجدار ($L w/b w$) .
- عندما ($h w / l w \geq 2.0$) .
- تعتبر جدران القص طويلة وتتصرف كجسر كابولي شاقولي (أي كجزء من عنصر اطاري (ويسيطر على تصرفها الانشائي الانعطاف وليس القص ولهذا تتطور اللدونة أولاً في اسفلها (أي يتشكل مفصل لدن plastic hinge) عندما تكون منفردة ومتصلة باطارات المنشأ اما الجدران المنصلة ببعضها بجسور رابطة (Coupling beams) فتتطور اللدونة أولاً في اطراف جسور الربط مما يسمح بتبديد جزء مهم من الطاقة المنقولة اليها قبل ان تتشكل اللدونة اسفل الجدار.

أولاً متطلبات الكود القوي القص.

وهي مقاومة الجدار للقص (V_n) و المعطاه كدالة في نسبة الارتفاع للجدار الى الطول للجدار (h_w/l_w) وهذه النسبة توضح نوع الجدار من حيث طويل او عريض وكما هو موضح من بالشكل السابق.

و مقاومة القص (V_n) عند التصميم للزلازل (الأحمال الجانبية الزلزالية) تعطى بالعلاقة التالية

$$V_n \leq A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = l_w b_w$$

$$\rho_n = 0.0025$$

قيمه α_c تعتمد على النسبة (h_w/l_w) كما يوضحة الشكل التالي وتؤخذ كما يلي

- $\alpha_c = 0.25$ عندما $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$
- $\alpha_c = 0.17$ عندما $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$
- $0.17 < \alpha_c < 0.25$ عندما $1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2$

و مقاومة القص (V_n) عند التصميم الاعتيادي (الأحمال الجاذبية) تعطى بالعلاقة التالية:

$$V_n = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b h$$

ونوجد مقاومة الخرسانة للقص (V_c) من العلاقتين التاليتين وتؤخذ الاقل:

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} b h + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = \left[0.5 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(\sqrt{f'_c} + \frac{2 N_u d}{l_w h_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] \frac{h d}{10}$$

اذا كان المقدار ($(M_u/V_u - l_w/2) < 0$) لا نأخذ المعادلة ونكتفي بالمعادلة الاولى.

حيث أن :-

V c : مقاومة الخرسانة للقص.

N_u : الحمل المحوري.

d : العمق الفعال ويؤخذ في الجدران ما يقارب $(0.8*d)$

L_w : طول الجدار.

H_w : سمك الجدار.

M_u : العزم المسلط.

V_u : قوة القص المسلطة.

بعد حساب قيمة مقاومة الخرسانة للقص يتم مقارنة هذه القيمة بقيمة القص المسلطة حيث يجب أن تكون قوة القص المسلطة V_u وفقاً لبند الكود (ACI-05 @11-1)

$$V_u \leq \phi V_n$$

حيث أن : $\phi = 0.75$ وفقاً لبند الكود (ACI-05 @11-1)

* يجب ألا تزيد مقاومة القص الاسمية لكل أجزاء جدار القص الرأسية المقاومة للقوى الجانبية المعروفة على $(0.66 * A_{cv} * \sqrt{f'c'})$ ، ويجب أن لا تزيد مقاومة القص الاسمية (V_n) لأي جزء على $(0.83 * A_{cv} * \sqrt{f'c'})$ ، حيث (A_{cv}) مساحة المقطع العرضي للجزء المقاوم للقص (في الاتجاه المعتبر).

* يجب ألا تزيد مقاومة القص الاسمية لأي جزء أفقي أو جانز ربط على

ثانياً التسليح الأفقي والرأسي لجدار القص

يجب ألا تقل نسبة التسليح للجدار (التسليح الطولي) والتسليح العرضي $\{\rho_l \& \rho_t\}$ عن 0.025 ، ما عدا عندما لا تزيد القوة القصية المطبقة على الجدار عن القيمة $V_u < 0.083 A_{cv} \sqrt{f'c'}$ فعندها تخفض القيمة الدنيا لحديد التسليح الأفقي والرأسي كما يلعب عندما تكون أقطار التسليح أقل من $\emptyset < 16mm$ ويكون حد السيلاّن للتسليح $F_y \leq 420$

$$\rho_{L.min.} \geq 0.12\%$$

عندما تكون أقطار التسليح أقل من $\emptyset \geq 16 mm$ ويكون حد السيلاّن للتسليح $F_y \leq 420 MPa$

$$\rho_{t.min.} \geq 0.25\%$$

$$\rho_{L.min.} \geq 0.15\%$$

A_{cv} مساحة مقطع الجدار $b_w * l_w$

يتم حساب قوة القص التي سيصمم عليها التسليح لمقاومة القص ، وحساب التسليح الأفقي كما يلي:

حساب $(VC\phi)$

$if Vu > \phi Vc \therefore need to shear reinforcement$

مالم يتم استخدام النسبة الأدنى لحديد التسليح سوالي ذكرت سابقاً

حساب القص المطلوب مقاومته بالتسليح

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

حساب المسافة بين الأسياخ من القانون التالي

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

حساب نسبة حديد التسليح ومقارنتها بما تم ذكره سابقاً من النسب الدنيا لحديد التسليح

$$\rho_h = \frac{2A(bar)}{h s} \geq 0.0025$$

أما بالنسبة لحديد التسليح الرأسي فيتم حساب نسبة من حديد التسليح الأفقي كما جاء في الكود الأمريكي المستخدم في البند كالتالي :

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

ولا بد من أن يكون $0.0025 \leq \rho_v \leq \rho_h$

والمسافة بين الأسياخ الرأسية كالتالي

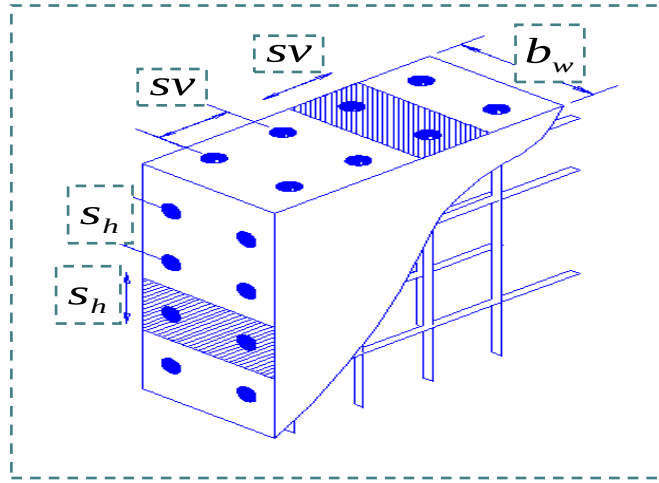
$$s_v = \frac{A_v}{b_w \rho_v}$$

ملاحظة :

المسافة بين أسياخ التسليح الرأس والأفقية يجب ألا تزيد عن

$$s_h \leq \begin{cases} 3h \\ l_w/5 \\ 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_v \leq \begin{cases} 3h \\ l_w/5 \\ 500 \text{ mm} \end{cases}$$



• **بالأ: متطلبات الكود بالنسبة للعناصر الطرفية**

نحتاج للعناصر الطرفية الخاصة وذلك لتحقيق مرونة (او مطولية) اضافية في نهاية الجدار، والذي يكون عنده المقطع الحرج لما يكون هناك أكبر انفعال للمقطع.

الكود ACI اقترح طريقتين لتقييم مدى الحاجة الى العناصر الطرفية وذلك بطريقتين هما:

• **طريقة الإزاحات.**

• **طريقة الاجهادات.**

حيث ان:

(h_b) : ارتفاع العنصر الطرفي في المبنى.

(l_b) : طول العنصر الطرفي.

(t_w) : سمك العصب او سمك جدار القص.

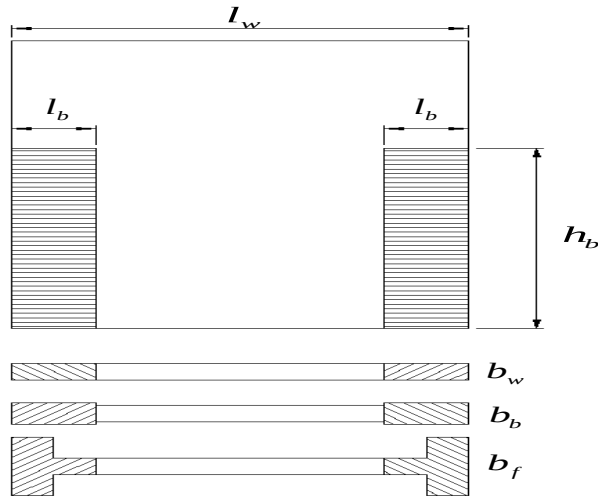
(t_b) : سمك العنصر الطرفي ويكون $(b_b \geq b_w)$.

ونوجد طول العنصر الطرفي (l_b) من العلاقات التالية وتؤخذ القيمة القصوى

$$l_b = (c - 0.1 l_w) \geq \frac{c}{2}$$

وفي حالة وجود جناح عريض في الجدار نستخدم العلاقة السابقة والتالية:

$$l_b \geq b_f + 300 \text{ mm}$$



حيث أن:

(c) : المسافة من الليفة الخارجية للضغط إلى محور التعادل (الطبيعي) للمقطع.

(l_w) : طول جدار القص.

(b_f) : عرض الجناح في العنصر الطرفي.

قيمة (C) يتم أخذها من المعادلات التالية :-

عندما يصمم جدار القص كعمود

$$C = \frac{P_u + A_{s.b} f_y}{0.85^2 \times f'_c \times b_w}$$

عندما يصمم جدار القص كجسر

$$C = \frac{A_{s.b} f_y}{0.85^2 \times f'_c \times b_w}$$

A Sb : حديد التسليح الرأسي الموجود في العنصر الطرفي.

أولاً: طريقة الإزاحات:

تستخدم لجدار القص الذي له تواصل او متصل في الاتجاه الراسي وله مقطع واحد حرج للعزم وقوى محورية ، اذا تحققت الشروط السابقة فاننا نحتاج لعنصر طرفي خاص (SBE) اذا كان:

$$c \geq \frac{l_w}{600 (\delta_u / h_w)}$$

ولغرض الحساب فقط تؤخذ القيمة ($\delta_u / h_w = 0.007$).

(δ_u) : الإزاحة التصميمية.

وارتفاع العنصر الطرفي (h_b) موضحة بالشكل التالي ويمكن إيجادها كالآتي:

$$h_b \geq \left\{ \left(\frac{M_u}{4 V_u} \right) \right\} \max$$

ثانياً: طريقة الاجهادات:

وهي الطريقة الأكثر شيوعاً (العامة و الشاملة) ويمكن استخدامها بدون العودة الى الطريقة السابقة ، ونحتاج للعناصر الطرفية الخاصة (SBE) اذا تحقق الشرط التالي:

$$f_{cm} > 0.2 f'_c$$

حيث ان (f_{cm}) الاجهادات في الألياف الخارجية للضغط وتوجد من العلاقة التالية.

$$f_{cm} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y$$

وارتفاع العنصر الطرفي يمتد على طول الجدار ويقف عند المقطع الحرج الذي يكون فيه الذي يوجد من العلاقة التالية:

$$f_{cm} \geq 0.15 f'_c$$

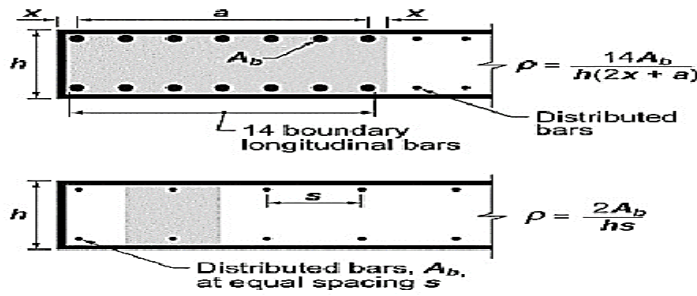
عندما لا تكون هناك حاجة للعناصر الطرفية في جدار القص فإنه لابد من تحقيق المتطلبات الآتية بحسب الكود الأمريكي. التسليح الأفقي لجدار القص يتم تزويده بعكفات زاوية 90° أو تزويد نهاية الجدار بكانات أفقية على شكل حرف U إذا تحقق الشرط التالي :

$$V_u > 0.083 A_{CV} \sqrt{f'_c}$$

إذا كانت نسبة حديد التسليح في نهاية جدار القص تحقق الآتي:

$$\rho > \frac{2.8}{f_y}$$

فإنه لابد من تحديد طول العنصر الطرفي كما سبق وعمل كانات في العنصر الطرفي بحيث لا تتجاوز المسافات بين مراكز الكانات عن 350mm في المسقط الأفقي وعن 200mm في المسقط الراسي

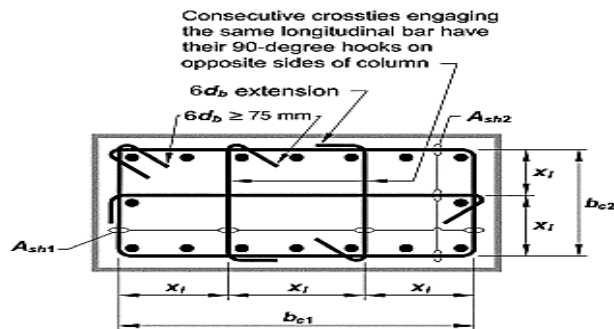


بحيث يتم عمل ذلك باستخدام تطويق واحد أو أكثر فوق بعضها مع الإنتباه الى المسافات بين الحديد العرضي بحيث تكون القيمة الأصغر مما يلي

$$\frac{1}{3} \min(b_w \text{ or } L_w) - 1$$

$$6d_b - 2$$

$$00 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \geq 150$$



$$P_u = 12983.26 \text{ (K N)}, V_u = 3451 \text{ (KN)},$$

$$M_3 = 6271.93 \text{ (K N .m)}$$

$$H_w = 43000 \text{ mm}$$

$$L_w = 5025$$

$$h_w = 4000 \text{ mm}$$

$$t_w = 400 \text{ mm}$$

Solution: -

1. Check.

- Check $V_n < 0.83\sqrt{f'_c} * h * d$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} < 0.83\sqrt{f'_c} * h * d$$

$$V_n = \frac{3451}{0.75} = 4601.33 \text{ KN}$$

$$0.83\sqrt{f'_c} * h * d$$

$$= 0.83(0.8 * 0.4 * 5.025 * 1000) * \sqrt{28} = 7061.25 \text{ KN} > V_n \quad \text{المقطع مناسب}$$

- if need one or two curtains: -

Use tow curtains if $V_u > 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$

$$3451 > (0.17) \times 0.8 \times 5025 \times 400 \times \sqrt{28} / 1000 = 1446.4 \text{ KN} \quad \text{Use two curtains of reinforcement.}$$

- Design lateral force (shear design): -

VC = min of (VC1, VC2, VC3)

$$VC1 = 0.17 \times A_{VC} \times \sqrt{f'_c}$$

$$VC1 = (0.17) \times 10^{-3} \times 0.8 * 5025 * 400 \times \sqrt{28} = 1446 \text{ KN.}$$

$$VC2 = 0.27 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d + \frac{N_u * d}{4 * L} \quad (d=0.8L_w)$$

$$= 0.27 * \sqrt{28} * 400 * 0.8 * 5025 + \frac{12983.26 * 0.8 * 5025}{4 * 5025}$$

$$= 6384.14 \text{ kN} \quad VC3 < 0$$

$$\text{So } VC = VC1 = 1446 \text{ kN}$$

Horizontal reinforcement for middle

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{3451}{0.75} - 1446 = 3155.3 \text{ kN}$$

$$S_h = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$= \frac{2 * 3.14 * 0.25 * 12^2 * 420 * 0.8 * 5025}{3155.3} = 120 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \min \text{ of } S_h \leq \begin{cases} 3b \\ l_w / 5 \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Check ρ used:-

$$\rho_h = \frac{2A(\text{bar})}{s * b} = \frac{2 * 3.14 * 0.25 * 12^2}{120 * 400} = 0.0047 > 0.0025$$

use 0.0047

$$\Rightarrow S = 120 \text{ mm} \quad Sh = 120 \text{ mm} \quad \text{Use } \emptyset 12\text{mm @ } 120 \text{ mm /face.}$$

Check: $\emptyset V_n > V_u$:

$$\emptyset V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho F_y) A_{cv}$$

$\lambda = 1.0$ For Normal Reinforcement concrete.

$$\alpha_c = 0.25 \quad \text{For } \frac{H_w}{L_w} < 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \quad \text{For } \frac{H_w}{L_w} \geq 2$$

$$\frac{H_w}{L_w} = \frac{43}{5.025} = 8$$

Use $\alpha_c = 0.17$

$$\emptyset V_n = 0.75 * 400 * 5025 * 0.8 * (0.17 * 1.0 * \sqrt{28} * 0.0047 + 0.0025 * 420) * 10^{-3}$$

$$= 4627.4 \text{ kN} > V_n. \quad \text{OK}$$

Vertical reinforcement for middle: -

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/L_w)(\rho_h - 0.0025)$$

$$= 0.0025 + 0.5(2.5 - 4/5.025)(0.0047 - 0.0025) = 0.0047; \rho_v = 0.0047 \quad \text{OK Using } \emptyset_{bv} = 12 \text{ mm.}$$

$$S_v = \frac{2 A_v}{b \rho} \quad \therefore \quad \frac{2 * 12^2 * 0.25 * \pi}{400 * 0.00437} = 120 \text{ mm}$$

Check S_{max} :-

$$S_{max} = \min \left(\frac{L}{3} = \frac{5025}{3} = 1675 \text{ mm} \right)$$

$$3 * b = 3 * 400 = 1200 \text{ mm}$$

Use $\emptyset 12 \text{ mm @ } 120 \text{ mm}$

- Combined Axial and Moment design
check Beam - column action

$P_u > 0.1 \times f'_c \times A_g \rightarrow \text{Beam - column}$

$$0.1 \times 28 \times 5.025 \times 0.4 \times 10^3 = 56628 \text{ KN.} < 12983 \text{ KN} \rightarrow \text{Beam column}$$

Check $V_u < 5V_c$

$$5 * 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 5 * 0.17 * (0.8 * 5.025 * 0.4) * \sqrt{28} * 1000 = 7232.4 \text{ KN} > 3451 \text{ (KN)}$$

Check if we need Boundary element: -

- Find stresses at farthest fibers:

$$\text{If: } f_c = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot Y}{I} > 0.2 f_c \quad \text{Use Special boundary element.}$$

$$F_c = \frac{12983 * 10^3}{5.025 * 0.4 * 10^3} + \frac{6271.93 * 10^6 * \left(\frac{4}{2}\right)}{\left(\frac{0.4 * 5.025^3}{12}\right) * 10^{12}} = 9.4 > 0.2 F_c$$

Use Special boundary element

Design for Flexure and Axial force

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{12983}{0.65} = 19973.84 \text{ KN}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6271.93}{0.9} = 6968.8 \text{ KN}$$

Reinforcement from interaction diagram

$$\frac{P_u}{f_c \cdot h \cdot b} = \frac{19973.84 \cdot 1000}{28 \cdot 400 \cdot 5025} = 0.3549$$

$$\frac{M_n}{f_c \cdot h^2 \cdot b} = \frac{6968.8 \cdot 10^6}{28 \cdot 400^2 \cdot 5025} = 0.3$$

$$\gamma = h - \frac{(2 \cdot 0.1 \cdot h)}{h} = 4000 - \frac{(2 \cdot 0.1 \cdot 4000)}{4000} = 0.8$$

$$A_s = \rho \cdot h \cdot b = 0.01 \cdot 400 \cdot 5025 = 20100$$

$$\text{No of Bar} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{20100}{3.14 \cdot 0.25 \cdot 28^2} = 30 \text{ bar} \quad \text{Use } 30 \text{ } \emptyset 28 = 15 \emptyset 28 / \text{face}$$

Boundary length: -

$$LB = \max \frac{C}{2}$$

C-0.1 Lw

$$C = \frac{a}{B} \quad a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot w} = \frac{19973.84 \cdot 1000 + 20100 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 400} = 2984.85$$

$$C = \frac{a}{B} = \frac{2984.85}{0.85} = 3511$$

$$LB = \max \left\{ \frac{3511.6}{2} \right\}$$

Take LB = 1755.79 mm.

$$\text{But } 2 \cdot L_b = 2 \cdot 1755.79 = 3511 \text{ mm} < L_w = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{and } (LB \text{ (MAX)}) = 0.25 \cdot L_w \text{ So use: } LB = 0.25 \cdot 5025 = 1256.25 \text{ mm}$$

Transverse reinforcement: -

$$S : \min \left(\begin{array}{l} 6D_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ 0.25 t = 0.25 \times 400 = 100 \text{ mm} \end{array} \right) \quad \text{so } s = 100 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} < 150 h_x : \frac{c}{c} \quad \text{Between cross ties. assume } h_x = 150$$

Use $\emptyset 10 @ 100 \text{ mm}$

The minimum area of hoops A_s in Both Direction of Boundary Element sections

In transvers direction

$$A_{sh1} = 0.09 \cdot s \cdot b \cdot c_1 \cdot f_c / f_y = 0.09 \cdot 100 \cdot (750 - 40) \cdot 28 / 420 = 426 \text{ mm}^2 \quad \text{Use } 6 \emptyset 10$$

Need cross tie.

Use 1 $\emptyset 10$ stirrup & 4 $\emptyset 12$ cross tie.

In longitudinal direction

$$A_{sh2} = A_{sh1} \cdot b \cdot c_2 / b \cdot c_1 = 426 \cdot 400 - 40 / 750 - 40 = 216 \text{ mm}^2$$

Use 2 $\emptyset 12$

Use 1 $\emptyset 10$ stirrup & 1 $\emptyset 12$ cross tie.

إشراف:

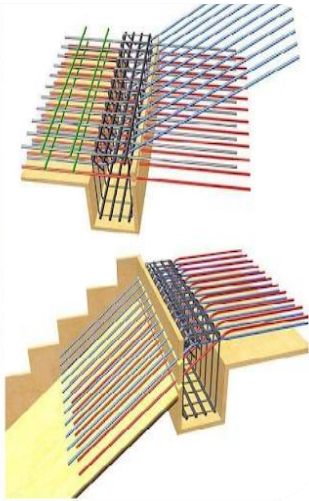
د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب التاسع : السلالم

تصميم السلالم

Design Of Stairs



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

• السلالم (stairs)

السلالم عبارة عن عناصر إنشائية تستخدم للوصول بين الأدوار المختلفة حيث يوجد العديد من السلالم وتعمل في الابنية على حسب نوعها وموقعها في المنشاء وكذلك ابعاد السلالم تعتمد على مساقط المنشاء المعمارية وكذلك على أماكن استنادها ...

و توضع السلالم في مكان يخصص لها في المبنى (stair case) وتنشأ السلالم من سلسلة من الدرجات بطريقة مستمرة أو متقطعة ، و يجب أن تصمم جميع السلالم وتنشأ بحيث تكون الحركة إلى أعلى وإلى أسفل من طابق إلى طابق آخر بأسلوب مريح و سريع و آمن . و يمكن 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 والعمل في نفس الوقت.

تختلف رؤية المهندس المعماري عن رؤية المهندس الإنشائي في السلالم من حيث ان 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 و معالجة مواد الإنهاء

• المزايا :

- 1- تسهيل الحركة والربط بين الادوار . .
- 2- نقل الحركة من الداخل الى الخارج .
- 3 - تحديد المدخل فى المباني.
- 4 - الربط بين المستويات .

• العيوب :

- 1- تقل اهميتها بعد الطابق الخامس .
- 2- لا تخدم الطوابق العليا فى المباني المرتفعة .
- 3- اذا زادت النسبة بين ابعاد الدرج او قلت قد تؤدي اما الى عدم اتزان القدم والسقوط من على السلم او الى ارهاقها واهدار المساحة .

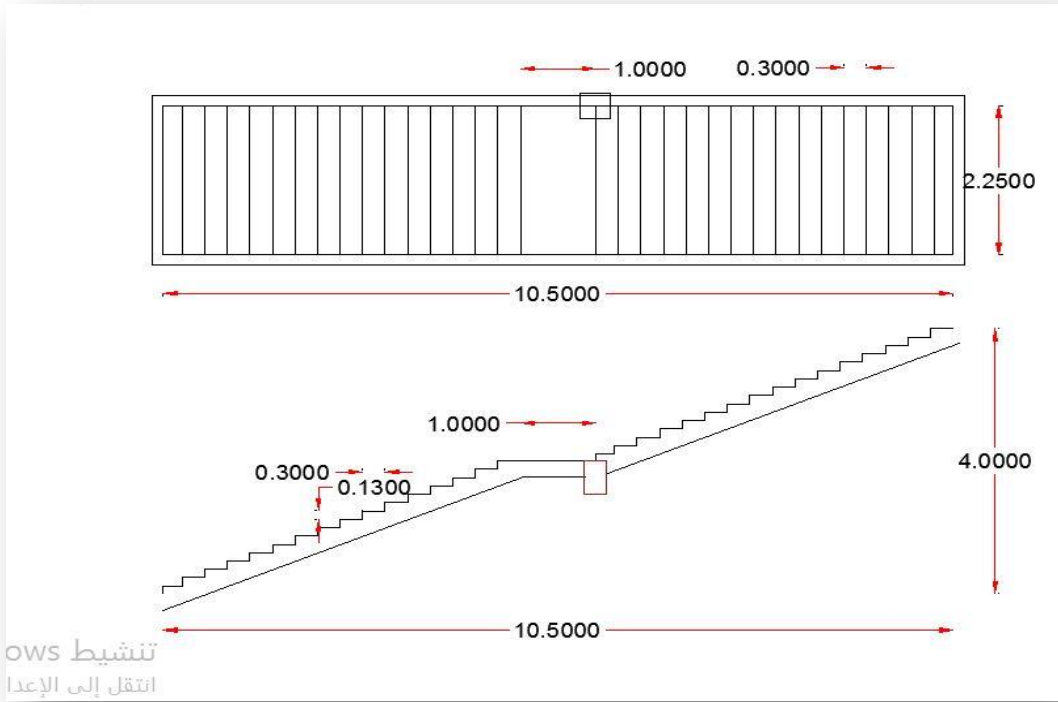
• المتطلبات العامة للسلالم:

1. أن تكون النسبة بين القائمة والنائمة تتماشى مع القواعد المتفق عليها بحيث لا تقل زاوية الميل عن 24 درجة والارتفاع عن 45 درجة ، ويفضل ان تكون 25 : 35 درجة الا فى السلالم غير الهامة
2. يجب أن تكون عرض الصدفات أكبر او تساوى عرض القلبات وان تكون الصدفه " باسطة الدور " اعرض من البسطات الوسطى.
3. يجب ان يكون السلم جيد الإضاءة والتهوية ويلاحظ أن السلالم ذات الدرابزينات المصمتة تحتاج الى فتحات إضاءة أوسع من الدرابزينات المفتوحة او البرامق.
4. يرى البعض ان يكون أكبر عدد للدرج للقلبة الواحدة يجب الا يتعدى عدد درجاته 12 درجة ، ويمكن جعلها 14 ، وقد يزيد العدد فى الأدوار الارضية والصدفة بالضرورة المعمارية ، ويجب مراعاة ألا يقل إستعمال من درجتين إلى ربع درجات فى القلبة الواحدة.
5. يجب أن نتحاشى إستخدام درج المراوح ، خصوصا فى السلالم الرئيسة الا للضرورة القصوى لما ينتج عنه من حوادث.

6. أن تكون القائمة والنائمة متساوية لجميع درجات السلم في الدور الواحد .

السلالم المستخدمة في المشروع

تم استخدام السلالم من نوعية الارتكاز البسيط (Simply Supported with one end Continuous)، كما في الصورتين التاليتين نتيجة للاشتراطات المعمارية والتقسيم المعماري المخطط، بالإضافة الى البحور الواسعة (طولا وعرض) في المنشأ وبالتالي تم استخدام هذا النوع من السلالم بصورة رئيسية في المنشأ وتم فصل حديد التسليح للسلم المستخدم في هذا المنشأ بستثنى البسطة فقط وذلك لسبب منع تداخل قوى القص مع جدران القص لأجل تقليل مساحة المقاطع المستخدمة في السلم (الجسر والعمود)



Given

$$28 \text{ MPa} = f_c$$

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Rise of steps = 13 cm

Going of steps = 30 cm

$$L.L = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

$$F.L = 2 \text{ kN/m}$$

$$\text{No of Rises} = \frac{4}{0.13} = 30 > 24 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\text{Rises on One Flight} = \frac{\text{No Rises}}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ (in Rtile) Rises on a Flight.}$$

• نقوم بالتحقق من ابعاد (Rise and Going) ..

$$\text{Rise} + \text{Run} = 15 + 30 = 45 \text{ cm}$$

$$2\text{Rise} + \text{Run} = 2 \times 15 + 30 = 60 \text{ cm} < 63.5 \text{ cm}$$

$$\text{Rise} \times \text{Run} = 15 \times 30 = 450 \text{ cm}^2 < 500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Length of slab 1 and 2} = 15 \times 0.3 = 4.5 \text{ m}$$

Thickness:

سيتم التعامل مع بلاطة السلم على أنها (One Way Slab) في حساب اقل سماكة
(For Control by Deflections) كما في جدول الكود (9.5) ACI – CODE
TABLE –::: وسيتم طرح ركيزة في نهاية البسطة مع اتصال السحبة الثانية
للدرج تمثل العمود الداعم للدرج

ملاحظة

للتقليل من سمك بلاطة السلام يتم استخدام حديد ذو اجهاد خضوع اقل من المستخدم في بقية اجزاء المنشأة $f_y = 350 \text{ MPa}$ لغرض تقليل الانفعال الذي يزيد كلما رفعنا من اجهاد الخضوع في الحديد المستخدم واختصارا لكل المعلومات :::

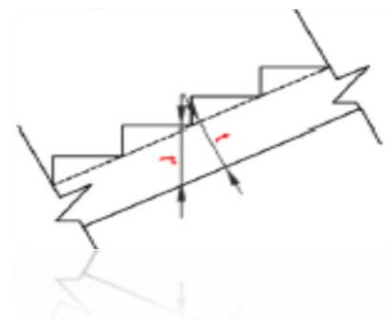
بما ان اجهاد الخضوع f_y يختص بالحديد والـ f_c تختص بالخرسانة المسلحة فان العلاقة فيهم طردية أي انه بزيادة f_y تزداد f_c وعند زيادة f_c نقدر نقلل من الانفعال الذي يزيد كلما رفعنا من اجهاد الخضوع للحديد

$f_y = 350 \text{ MPa}$ and One end countinu

$$\therefore t_{min} = \frac{L}{24} = \frac{5750 \text{ mm}}{24} = 239.5 \text{ mm}$$

take $t = 240 \text{ mm}$

$$\therefore \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0.13}{0.30} \right) = \text{السماكة المائلة في البلاطة (السلم)} \quad 23.41^\circ$$



$$\Rightarrow t' = \frac{t}{\cos(\alpha)} = \frac{t}{\cos(23.41)} = 271 \text{ mm}$$

Loads:

حساب الاحمال على الجزء المائل:

$$\begin{aligned}\text{Own Weight of slab} &= 0.2719 \times 25 \\ &= 6.7975 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Weight of step} &= 10 \times 0.5 \times 0.13 \times 0.30 \times 25 \\ &= 2.40 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Finishing load} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma D.L = 6.7975 + 2.00 + 2 = 10.7975 \text{ KN/m}^2$$

$$L.L = 4.79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned}\Rightarrow W_{u1} &= 1.2 (D.L) + 1.6 (L.L) \\ &= 1.2(10.7975) + 1.6(4.79) = 20.621 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

○ حساب الاحمال على البسطة (Landing)

$$\text{Own Weight of slab} = 0.240 \times 25 = 6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Finishing load (F.L)} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma D.L = 5.5 + 1.80 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$L.L = 4.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}W_{u2} &= 1.2 (D.L) + 1.6 (L.L) \\ &= 1.2(8) + 1.6(4.79) = 17.264 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$W_{u1} = 20.621 \times 2.25 = 44.136 \text{ KN/m}'$$

$$W_{u2} = 17.264 \times 2.25 = 38.52 \text{ kN/m}'$$

$$w_{u1} = 44.136 \text{ KN/m}$$

$$w_{u2} = 38.52 \text{ kN/}$$

m'

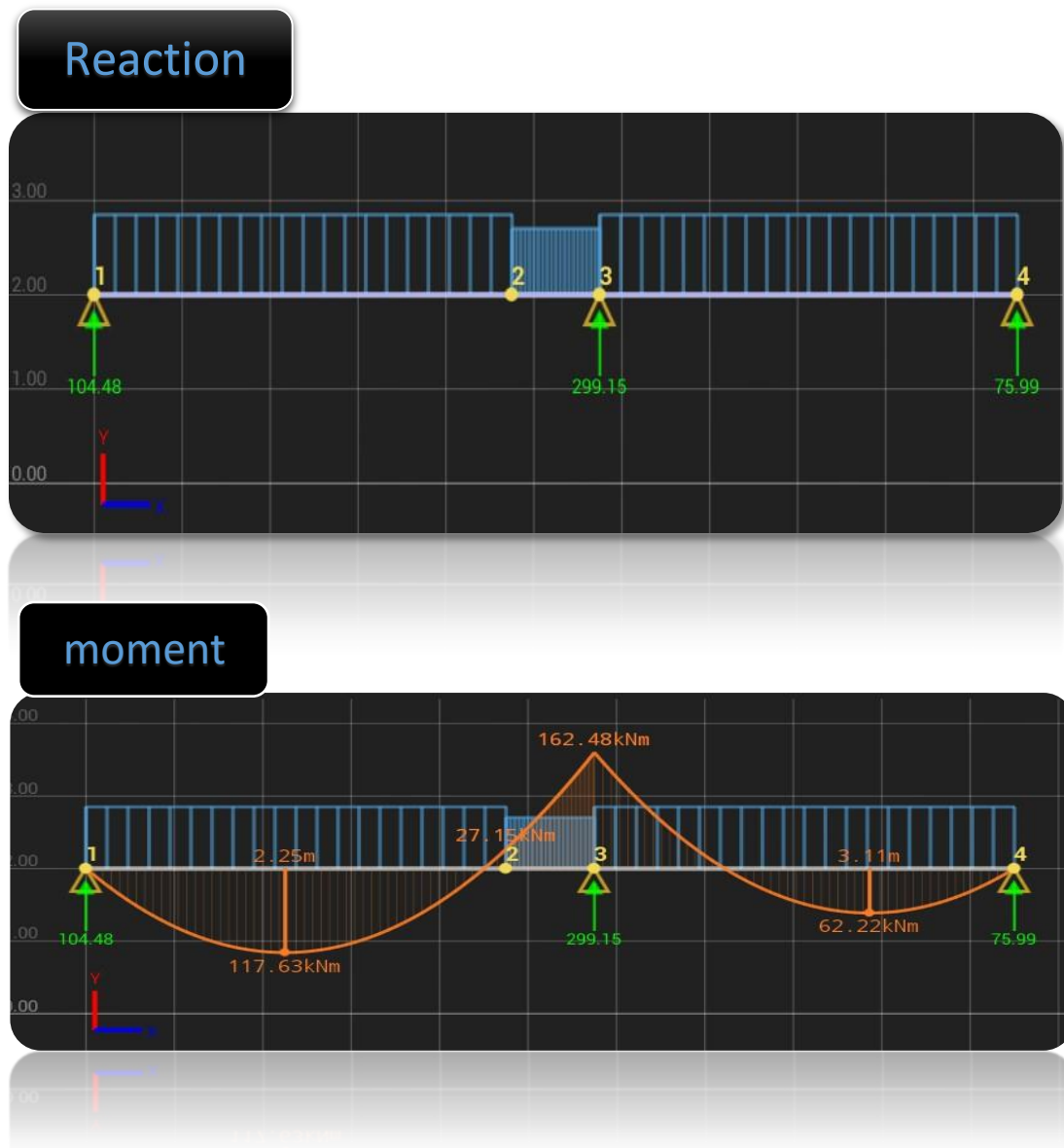


○ بينما السحبة الثانية مشابهة للأولى بالامتداد ولأحمال

Structural Analysis:

وباستخدام البرنامج المساعد (SW FEA 2D Frame) للتأكد من نتائج التحليل
اليدوي كانت النتائج لشريحة من البلاطة بعرض (strip 2.25m width)

كما في المخططات التالية:



As Shows Above

Maximum Moment(+)

$$M_u = 117.63 \text{ kN.m}$$

Maximum Moment (-)

$$Mu = -162.48 \text{ kN.m}$$

Maximum Reaction at Support Vu
 $= -154.75 \text{ kN}$

$$M_{+ve \text{ max}} = 156.73 \text{ kN.m}$$

:Asume 20 mm cover and Ø18 mm bars will be used

$$d = t - \text{cover} - \frac{\phi}{2} = 240 - 20 - 9 = 211 \text{ mm}$$

Assume $b = 225 \text{ mm}$ (Width of Stairs)

$$R = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{117.63 \times 10^6}{2250 \times 211^2} = 1.174 \text{ Mpa}$$

$$\rho d = \frac{fc'}{fy} \times \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \left(\frac{1.7 \times Ru}{\phi fc'} \right)} \right)$$

$$\rho d = \frac{28}{350} \times \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \left(\frac{1.7 \times 1.174}{0.9 \times 28} \right)} \right) = 0.0038$$

$$\text{Where } \rho_{max} = \left(\frac{0.003 + \frac{fy}{Es}}{0.008} \right) \rho d = \left(\frac{0.003 + \frac{350}{200000}}{0.008} \right) \left(0.85 \times 0.85 \times \frac{28}{350} \left(\frac{600}{600 + 350} \right) \right) = 0.0216$$

ρ_{min} IN THE SLAB = 0.0018 IF $FY < 450 \text{ MP}$

$\rho_{min} < \rho d = 0.0038 < \rho_{max}$ That's GOOD

$$As = \rho d b d = 0.0038 \times 1000 \times 211 = 801.8 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \times 4}{\pi \times (D)^2} = \frac{801.8 \times 4}{\pi \times (18)^2} = 4\phi 18/1m'$$

$$use 9\phi \frac{16}{2.25m}$$

$$As_{prov} = 2290.22mm > 1809.55$$

Spacing Between Bars

• التحقق من المسافة بين الأسياخ (Spacing Between Bars):

$$S_{max} = 3 \times t = 3 \times 240 = 720 \text{ mm}$$

$$s = \frac{1000}{4} = 250 \dots \dots \dots ok$$

$$s < s_{max} = 720 \dots \dots \dots ok$$

• التصميم عند العزم السالب (*Moment-*) ونظرا لحل المثال الاول بشكل مفصل نتطرق في هذه المثال بشكل خاطف لايجاد حديد التسليح والتشبيكات الضرورية فقط

$$M - ve = 162.48kn.m$$

$$R = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{-162.48 \times 10^6}{2250 \times 211^2} == 1.62Mpa$$

$$\rho d = \frac{f_c'}{f_y} \times \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \left(\frac{1.7 \times Ru}{\phi f_c'} \right)} \right) =$$

$$\rho d = \frac{28}{350} \times \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \left(\frac{1.7 \times 1.62}{0.9 \times 28} \right)} \right) = 0.0053$$

$$P_{max} = 0.0216$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho_{min} < \rho d = 0.0053 < \rho_{max} \quad \text{That's GOOD}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0053 \times 1000 \times 211 = 1118.3 \text{ mm}^2$$

$$n_{bar} = 5 \text{ bar/m'}$$

use 1Ø18@200mm

$$S_{max} = 3 \times t = 3 \times 240 = 720 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Desien the shear

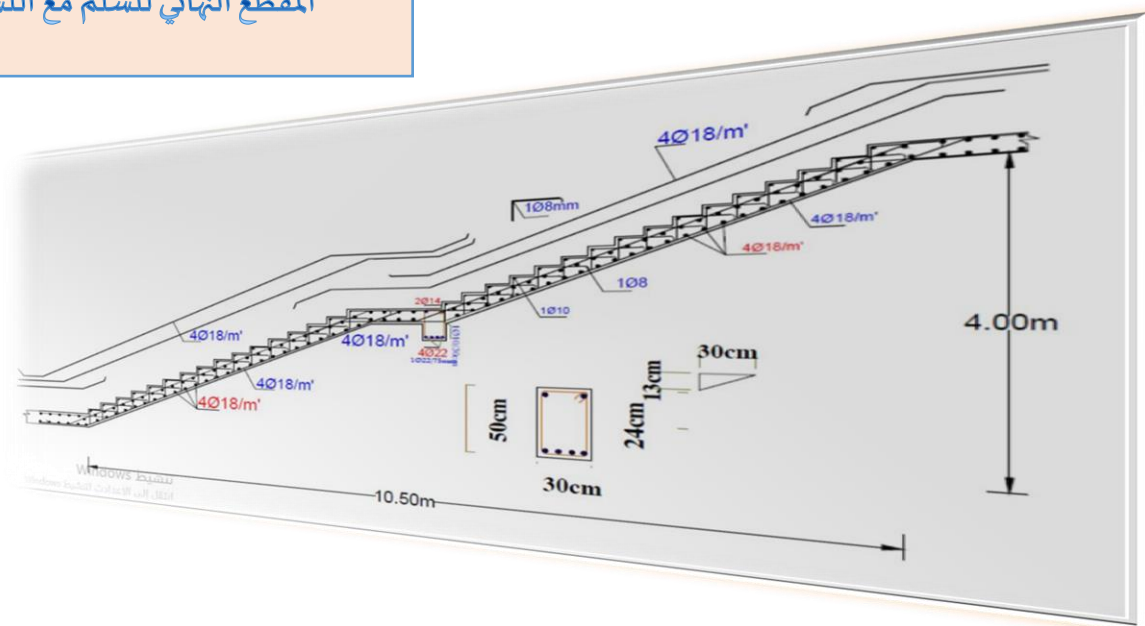
$$V_u = -154.75 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{28} \times 2230 \times 211 \times 10^{-3} \\ &= 320.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\phi V_c > V_u \dots \dots \dots$ Shear is adequate

المقطع النهائي للسلم مع التسليح



We don't need renfocement for shear

السلالم للادور من 7 الى 12 تختلف باختلاف ارتفاع الدور وتحديد ارتفاع الدور (3.2m) وسيكون السلام كمايلي توضيحة في المثال التالي

$$\text{No of Rises} = \frac{3.2}{0.12} = 26.67 > 24 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\text{Rises on One Flight} = \frac{\text{No Rises}}{2} = \frac{26.67}{2} = 13.3$$

$$\cong 14 \text{ (in Retile) Rises on a Flight.}$$

• نقوم بالتحقق من ابعاد (Rise and Going) ::

$$\text{Rise} + \text{Run} = 14 + 30 = 44 \text{ cm}$$

$$2\text{Rise} + \text{Run} = 2 \times 14 + 30 = 58 \text{ cm} < 63.5 \text{ cm}$$

$$\text{Rise} \times \text{Run} = 14 \times 30 = 420 \text{ cm}^2 < 500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Length of slab 1 and 2} = 15 \times 0.3 = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{take } t = 240 \text{ mm}$$

• حساب الاحمال على المائل

$$\text{Own Weight of slab} = 0.2584 \times 25 = 6.46 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\begin{aligned} \text{Weight of step} &= 10 \times 0.5 \times 0.12 \times 0.30 \times 25 \\ &= 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Finishing load} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma \text{ D.L} = 6.46 + 1.5 + 2 = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{L.L} = 4.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Wu1} = 1.2 (\text{D.L}) + 1.6 (\text{L.L})$$

$$\text{Wu1} = 1.2 (9.96) + 1.6 (4.79) = 19.616 \text{ kN/m}^2$$

حساب الاحمال على البسطة (Landing) 

$$\text{Own Weight of slab} = 0.240 \times 25 = 6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

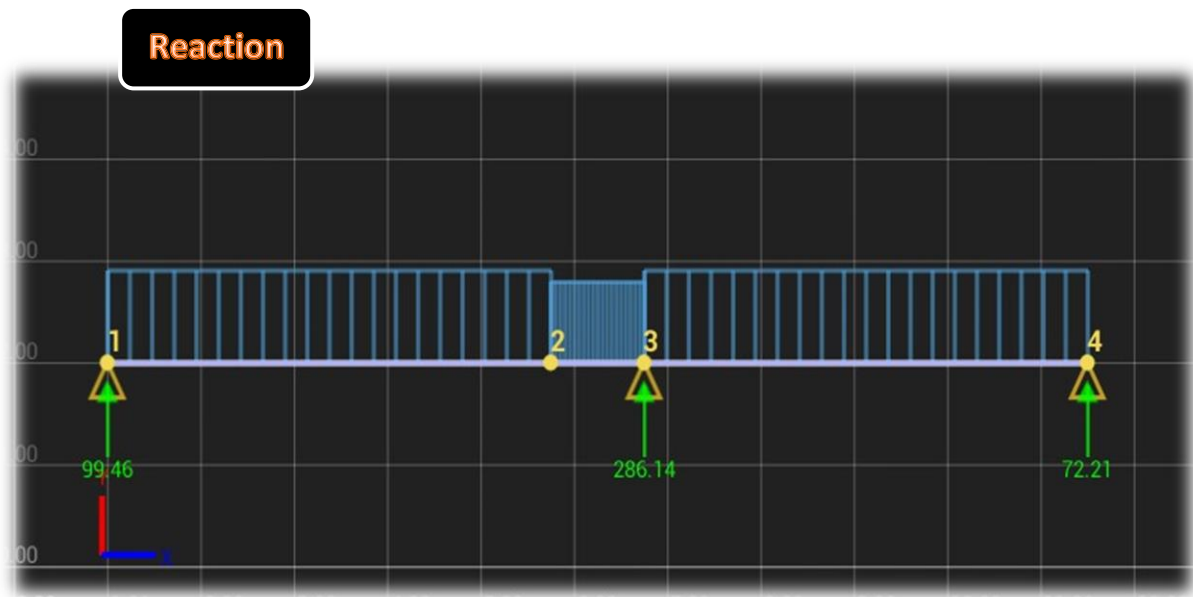
$$\text{Finishing load (F.L)} = 2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

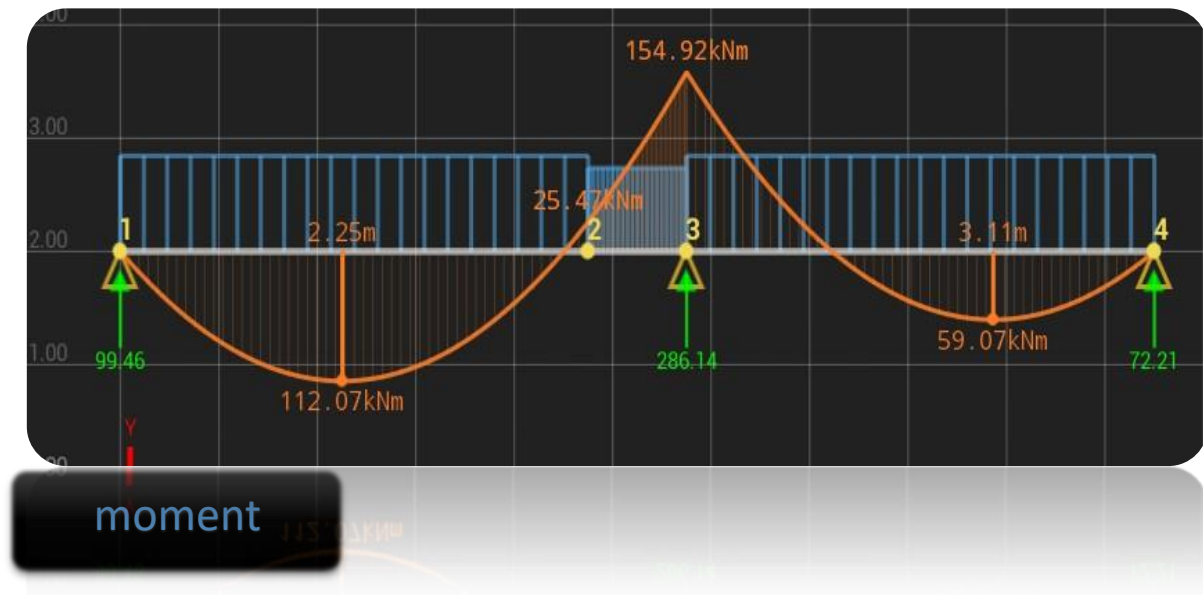
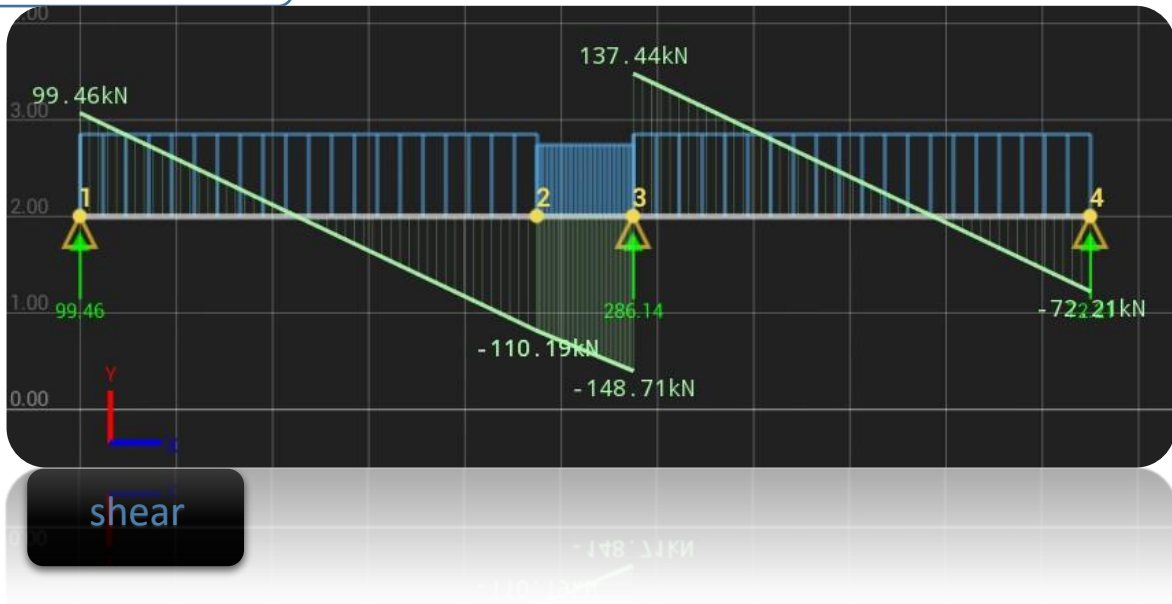
$$Wu2 = 1.2 (8) + 1.6 (4.7) = 17.12 \text{ kn/m}^2$$

$$Wu1 = 2.25 \times 19.616 = 44.136 \text{ kn/m'}$$

$$Wu2 = 2.25 \times 17.120 = 38.52 \frac{\text{kn}}{\text{m'}}$$

وباستخدام البرنامج المساعد (SW FEA 2D Frame) للتأكد من نتائج التحليل اليدوي كانت النتائج لشريحة من البلاطة بعرض (strip 2.25m width) كما في المخططات التالية:





As Shows Above:

Maximum Moment—= $M_u = 154.92 \text{ kn.m}$

Maximum Moment = $M_u = 112.07 \text{ kn.m}$

– Maximum Reaction at Support $V_u = 148.71 \text{ kN}$

:Structural Analysis

$M + \text{ve max} = 112.07 \text{ kN.m}$

Assume cover 20 mm

$$d = t - \text{cover} - \frac{\phi}{2} = 240 - 20 - \frac{18}{2} = 211\text{mm}$$

$$b = 2250\text{mm} \quad (\text{Width of Stairs})$$

$$R = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{112.07 \times 10^6}{2250 \times 211^2} = 1.11\text{Mpa}$$

$$\rho d = 0.00362$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho_{max} = 0.0216$$

$$\rho_{min} < \rho d < \rho_{max} \dots \dots \dots ok$$

$$As = 0.00362 \times 1000 \times 211 = 763.82\text{mm}$$

$$n = \frac{As \times 4}{\pi \times (D)^2} = \frac{763.82 \times 4}{\pi \times (18)^2} = 3\phi 18/1\text{m}' \text{ or } 4\phi 16/1\text{m}'$$

$$\text{use } 9\phi 16/2.25\text{m}$$

$$\begin{aligned} As_{prov} &= 1809.5 > As \\ &= 1718.595 \end{aligned} \quad ok$$

$$\text{Spacing Between Bars } S = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} .$$

$$S_{max} = 3 \times 240 = 720\text{mm}$$

$$S < S_{max}$$

(As Temperature and Shrinkage Reinforcement) الحديد الثانوي :

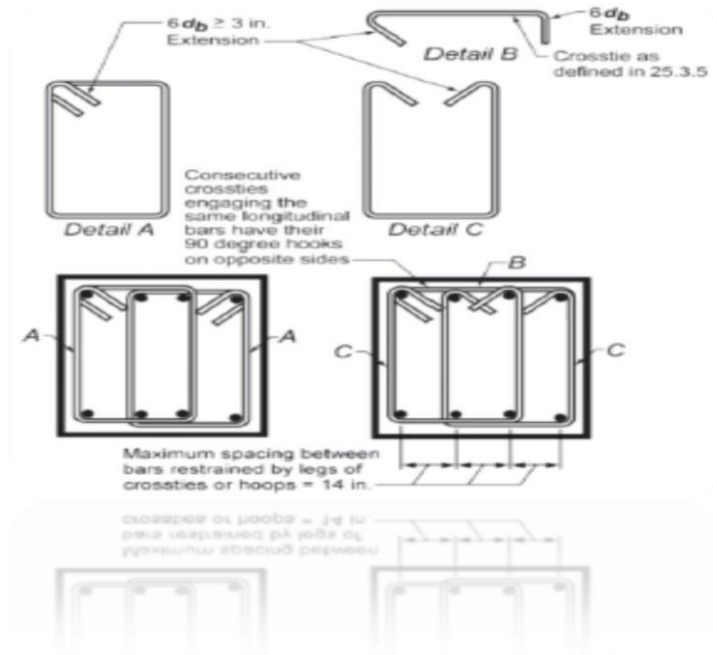
$$As = 0.0018 \times 1000 \times 240 = 432\text{mm}$$

$$nb = 4\phi 12\text{mm}/\text{m}$$

Use 1Ø12@250mm

تصميم القص: (Design For Shear)

وبما ان القيم والمعطيات مماثلة للمثال السابق فان القص مشيك كما قد تم دراسة ومناقشة سابق ونسبة للحديد السالب في هذا المقطع تطرقنا الى ذكر كمية الحديد فقط لانه قد تم دراسة نفس المثال سابقا



يتم تسليط رد الفعل الوسطي في الركيزة الوسطى الى حمل موزع على الجسر ويتم دراسة العزم والتصميم بناء على ذلك

وبأستخدام البرنامج المساعد (SW FEA 2D Frame) للتأكد من نتائج التحليل اليدوي كانت النتائج كما في المخططات التالية:

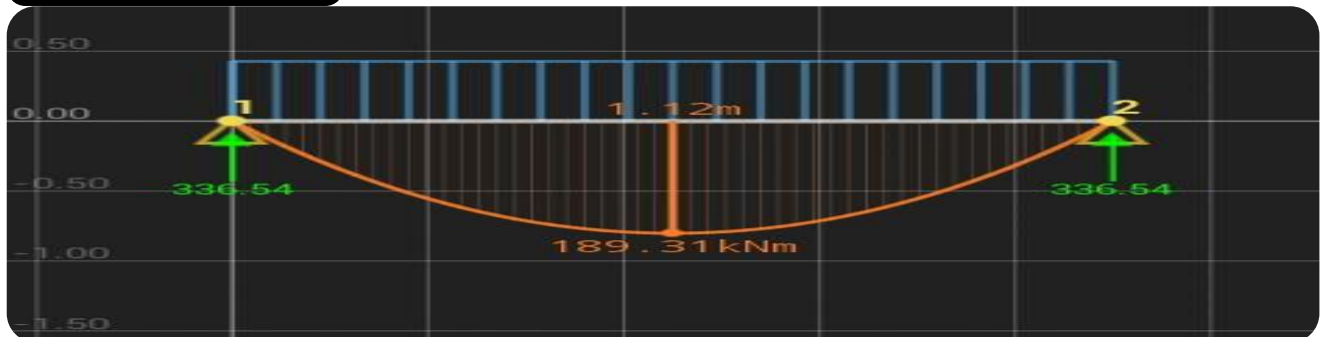
Assume

$$b = 300mm \quad h = 500mm$$

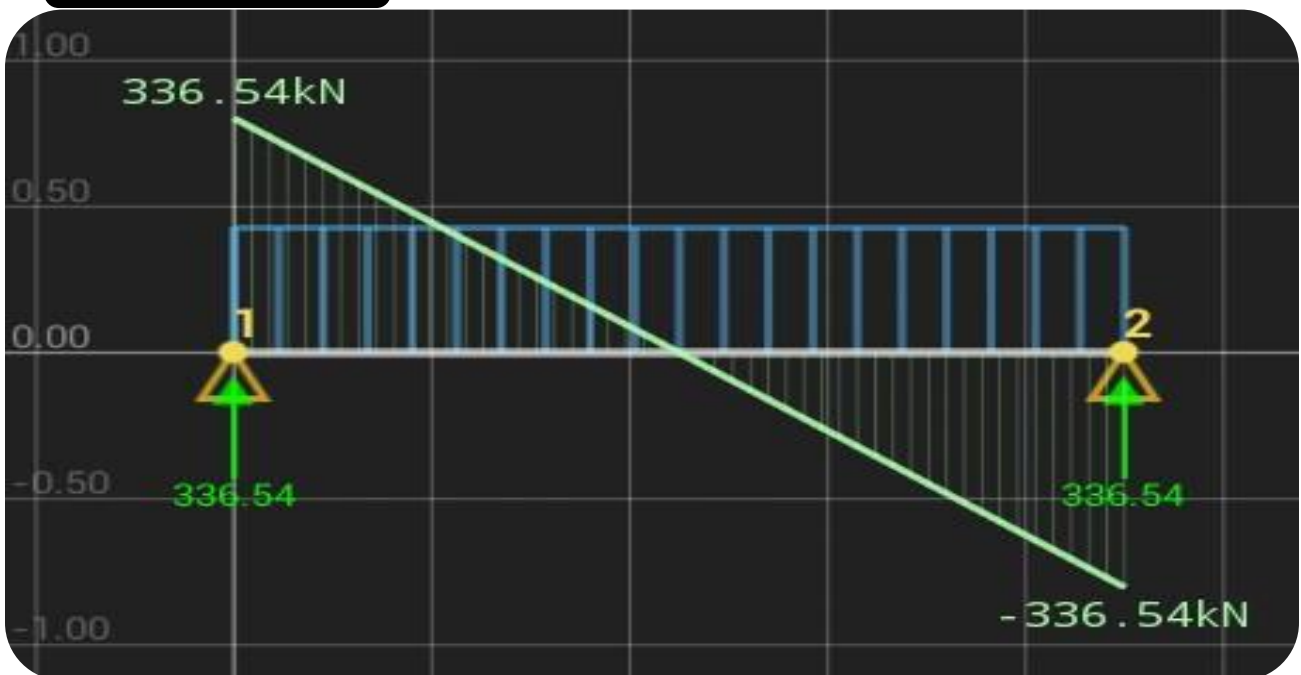
$$d = h - cc - \phi_{sti} - \phi/2$$

$$d = 500 - 40 - 10 - 9 = 441mm$$

moment



shear



• تصميم الجسر (Design for beam)

$$Mu = 189.31 \text{ KN.M}$$

$$Ru = \frac{189.31 \times 10^6}{300 \times (441)^2} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\rho_{max} = 0.441 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{28}{350} \left(\frac{600}{600+350} \right) = 0.016$$

$$Ru_{max} = 0.9 \times 0.016 \times 350 \left(1 - \frac{0.018 \times 350}{1.7 \times 28} \right) = 4.44$$

$$Ru < Ru_{max} \quad \text{ok}$$

العزم المقبول (Moment Resist)

$$\phi Mu_{max} = Ru \times d^2$$

$$\phi Mu_{max} = 4.44 \times (441)^2 = 259 > Mu$$

وبتالي فإن ○

$$\rho d < \rho_{max}$$

cheak

$$\rho d = \frac{28}{350} \times (0.85 - \sqrt{(0.85)^2 - Q})$$

$$Q = \left(\frac{1.7}{0.9 \times 28} \right) \times \left(\frac{189.31 \times 10^6}{350 \times (441)^2} \right) = 0.187$$

$$\rho d = 0.0094 < \rho_{max} \quad \text{ok}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{350} = 0.004$$

$$\rho_{min} < \rho d < \rho_{max}$$

$$As = 0.0094 \times 300 \times 441 = 1243.62 \text{ mm}$$

$$nb = 4\phi 22 / 300 \text{ mm}$$

$$1\phi 22@75mm$$

$$A_{s_{prov}} = 1520.62mm > A_s \quad ok$$

$$b_{min} = nD + (n + 1)S + 2(\phi S) + 2(CC) < b$$

$$b_{min} = 4 \times 22 + (4 + 1) \times 25 + 2 \times 10 + 2 \times 40 = 263 < b$$

$$Check \quad \phi = 0.9$$

$$\epsilon t = \left(\frac{0.003 + \frac{350}{200000}}{\frac{0.0094}{0.0283}} \right) - 0.003 = 0.01$$

$$\epsilon t = 0.011 > 0.005 \quad ok$$

$$therefore \quad \phi = 0.9 \quad ok$$

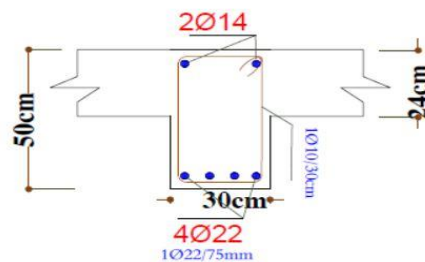
Hanging steel bar area

$$A_s = 0.2 \times 1243.62 = 248.724mm$$

$$nb = 2\phi 14$$

الشكل التفصيلي للجسر موضح كما يلي في الصورة التالية

Section (1-1)



تصميم العمود (Design for Column)

• لن نلحق في فرع الإصدة لأنه سوف يتم فرعها في باب تصميم الإصدة

سيتم تركيز القوى راسية على العمود وسيتم تصميمه بناء على ذلك وسيتم أخذها اعتباراً للـ 12 الدور:::

$$Wu_{slab} = \frac{Wu1 + Wu2}{2} = \frac{20.621 + 17.264}{2} = 18.9425 KN$$

$$W_{beam} = 1.2 \times (0.3 \times 0.5 \times 25) = 4.5 KN/m^2$$

$$W_{column} = 1.2 \times (0.5 \times 0.5 \times 25 + (4 - 0.5)) = 11.7 KN/m^2$$

$$Pu = Wu_{slab} \times Area + W_{beam} + \sum Area + W_{column}$$

$$Pu = 18.9425 \times 6.83 + 4.5 + 5.25 + 11.7 = 150.82 KN/m'$$

$$Pu = 150.82 \times 12 = 1809.92 KN/m^2$$

$$\text{Fore tied column } \phi = 0.65$$

يتم زيادة القوى المحورية بنسبة 1.5% لأنها لن تكن كافية عند ادخال التراكيب الزلزالية عليها

$$Pu = 1809.92 \times 0.15 = 2081.5 KN/m^2$$

$$\phi Pu = \phi \times 0.85 \times Ag \times (0.85 \times fc' + \rho g \times (fy - 0.85 fc'))$$

$$\begin{aligned} 2018.5 \times 10^3 \\ &= 0.65 \times 0.8 \\ &\times (0.85 \times 35 \times (Ag - 0.02 \times Ag) + 0.02 \times Ag \times 420) \\ &= 103361.24 kN \end{aligned}$$

$$Ag = b \times h$$

$$Ag = \square^2$$

$$b = \sqrt{Ag} = \sqrt{103361.24} = 350 mm$$

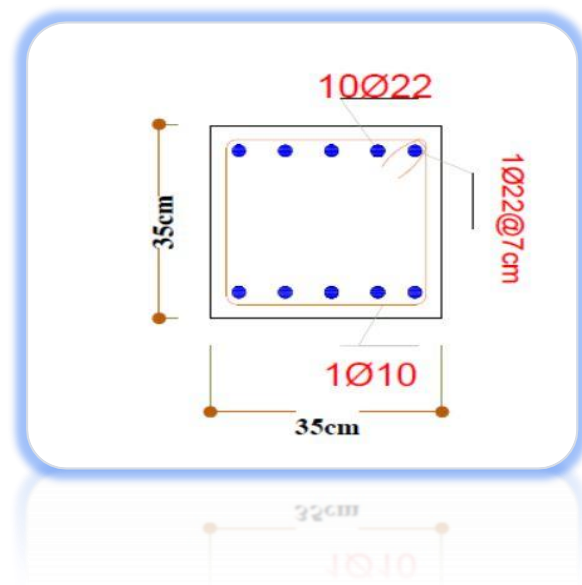
$$A_{st} = 0.02 \times 350 \times 350 = 3675 \text{ mm}^2$$

$$n_b = 10\emptyset 22$$

Use squair columns (350*350)

$$A_{g_{prow}} = 122500 > 103361.24 \text{ mm}^2$$

● تفصيلة العمود



أهـراءفـ:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

الباب العاشر : الخزانات

الخزانات

Tanks



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

لن نتطرق الى وصف الوظيفة الاساسية للخزان لسبب معرفتنا لها جميعا سنتطرق في هذا لباب الى تصنيف الخزانات من حيث العمق وكيفية تصميمها وكيفية تسليحها وايجاد ابعاد سامكتها المناسبة لكلاً من (ارضية الخزان – جدران الخزان – سماكتة الجدران للخزان) وكذلك ايجاد حديد التسليح المناسب للخزان وكيفية توزيعه وتنفيذه.....

● تصنيف الخزانات

❖ تصنيف الخزانات من حيث العمق :

١ - الخزانات الضحلة (Shallow Tanks)

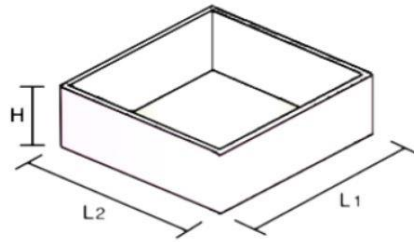
وهي الخزانات الصغيرة عمقاً ومساحة

وتكون الخزانات ضحلة عندما يكون ارتفاع الجدران اقل من او يساوي نصف طول او عرض أرضيته.

$$H \leq 0.5L_1 \text{ or } 0.5L_2$$

حيث ان:

H = ارتفاع الخزان
 L_1, L_2 = ابعاد ارضية الخزان.



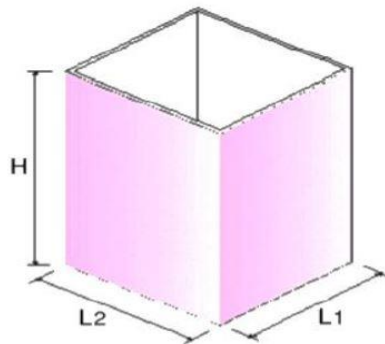
وفي هذا النوع فان الحمل الناتج من ضغط السوائل (الماء) سوف ينتقل ويقاوم

٢ - الخزانات العميقة (Deep Tanks)

الخزانات الكبيرة في العمق هي الذي يكن ارتفاعها مابين (٥ - ١٠)

ويطلق على الخزان عميق إذا كان ارتفاع الخزان أكبر من ضعف طول او عرض ارضيته، والقوى المؤثرة على الجدران تنتقل في الاتجاه الافقي.

$$H > 2L_1 \text{ or } 2L_2$$

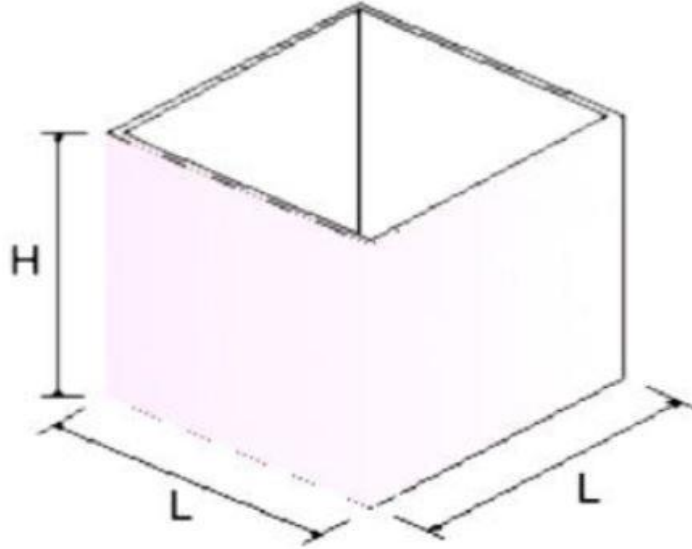


تنشيط Windows
انتقل إلى الإعدادات لتنشيط

- الخزانات المتوسطة (Medium Tanks)

يسمى هذا النوع متوسط عندما يكون ارتفاع الخزان يساوي طول وعرض قاعدته أو عندما يكون ارتفاعه الى عرضه او طوله أكبر من 0.5 ولا يزيد عن 2.

$$2L \geq H \geq 0.5$$



تنشيط
انتقل إلى الإعداد

والضغوط الهيدروستاتيكية المؤثرة على الجدران تنتقل في كل من الاتجاه الرأسي والأفقي للجدار.

من الانواع السابقة يتضح ان (elevated tank) يتكون من العناصر الاتية

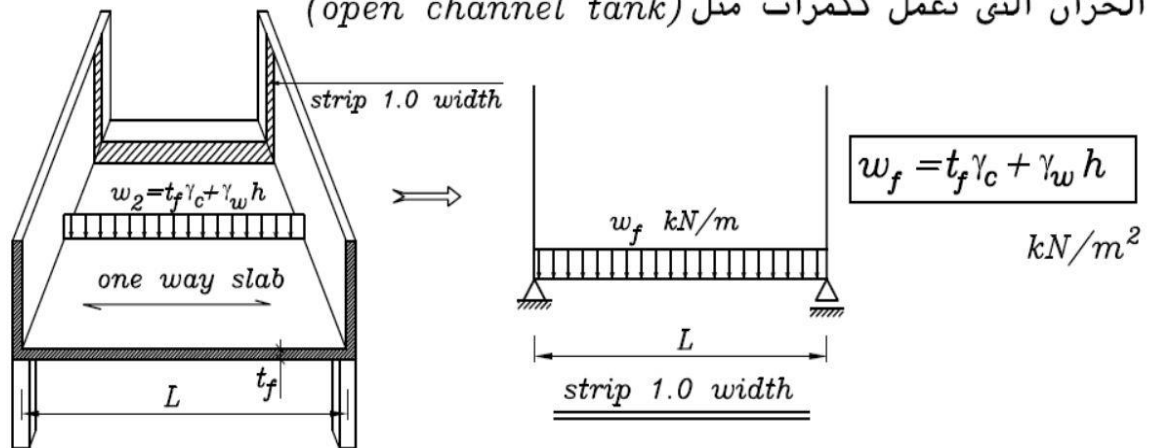
- 1- Floor slabs ارضية الخزان
- 2- Side walls حوائط الخزان
- 3- Supporting elements (such as beams, ties, columns,..)

1- Floor slabs ارضية الخزان

- Types of floor slabs

a- One way slabs (تنشيط) $(t_f = \frac{L_s}{16} \leq 250mm)$

حيث تكون ارضية الخزان عبارة عن بلاطات (one way) مرتكزة على حوائط الخزان التي تعمل ككمرات مثل (open channel tank)



a- Two way slabs

تنقل إلى الإعدادات لتشغيل Windows.

$$(t_f = \frac{L_s}{16} \leq 250\text{mm})$$

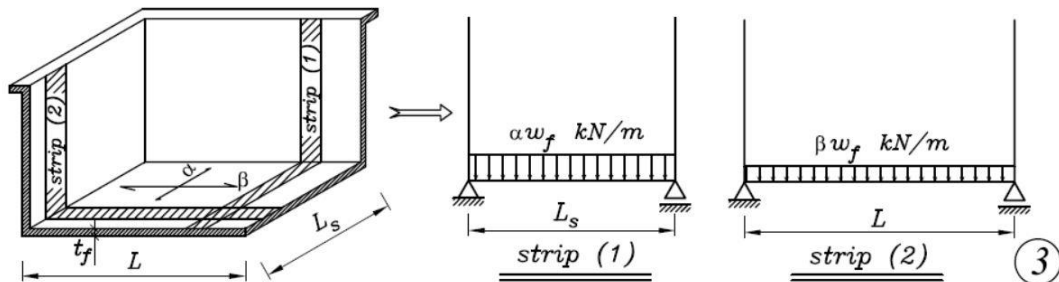
$$\frac{L}{L_s} < 2$$

a- Two way slabs

$$(t_f = \frac{L_s}{16} \leq 250\text{mm})$$

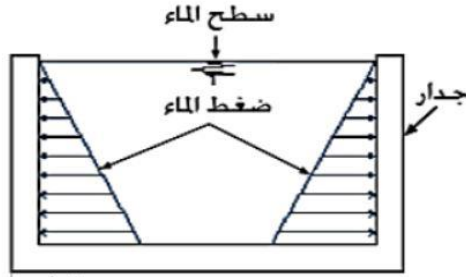
$$\frac{L}{L_s} < 2$$

حيث تكون ارضية الخزان عبارة عن بلاطات (two way) مرتكزة على حوائط الخزان التي تعمل ككمرات مثل (rectangular tank)

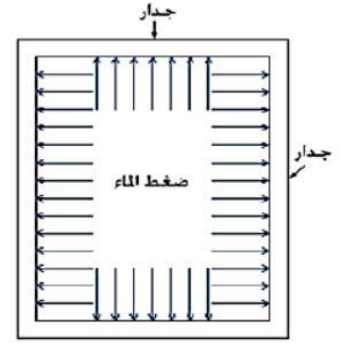


• حديد تسليح الجدران: (Reinforcement of Wall)

جدران الخزانات المستطيلة، عبارة عن جدران مستطيلة او مربعة الشكل، وعند ملأها بالماء او اي سائل آخر تتعرض جدران الخزانات المستطيلة الى قوى انعطاف (bending) في اتجاهين. حيث قد تكون الجدران عرضة للانعطاف (الانحناء) الافقي على شكل شريط مثبت على اركان الخزان كما يظهر في شكل (أ). او تكون عرضة للانعطاف الرأسي على شكل بلاطة معلقة (كابولي) ارتفاع الجدار يعتبر معلق على ارضية الخزان كما يظهر في الشكل (ب).



ب- الضغط الرأسي على الجدران
تنشيط Windows
انتقل إلى الإعدادات لتنشيط

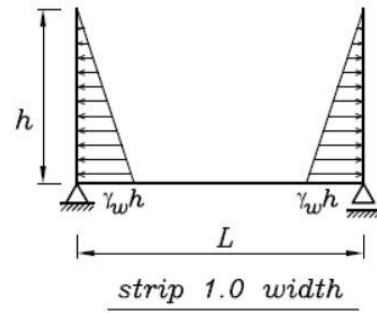
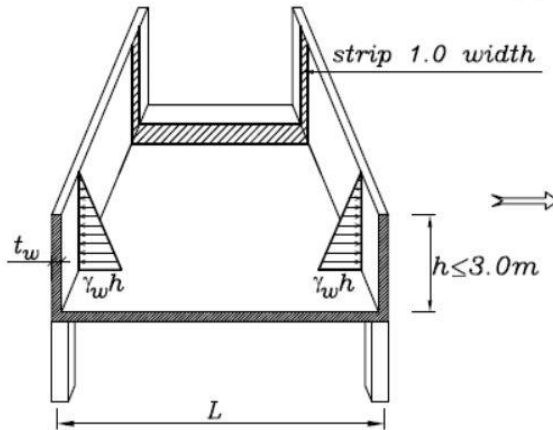


أ- الضغط الأفقي على الجدران

ويمكن تحديد اتجاه القوى التي ستعرض لها جدران أي خزان من العلاقة بين ابعاد الخزان، وتأتي أهمية تحديد اتجاه قوى الانعطاف الناتجة من ضغط المياه على الجدران في تحديد مواضع واتجاه حديد التسليح الرئيسي في الجدران لمقاومة تلك القوى.

2- Side walls حوائط الخزان

a- Cantilever walls ($t_w = \frac{H}{10} \nless 250mm$)



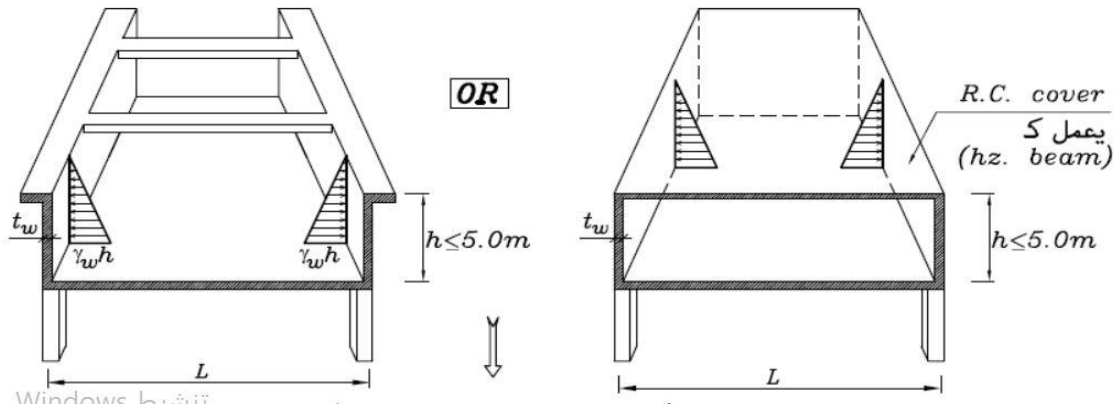
- ملحوظات هامة

- ١- لا يتم وضع كمره افقية طالما ان ارتفاع الحائط ($h \leq 3.0m$)
- ٢- لا يفضل زيادة ارتفاع الحائط الكابولي (cantilever wall) عن ($3.0m$)

تنشيط Windows
انتقل إلى الإعدادات لتنشيط

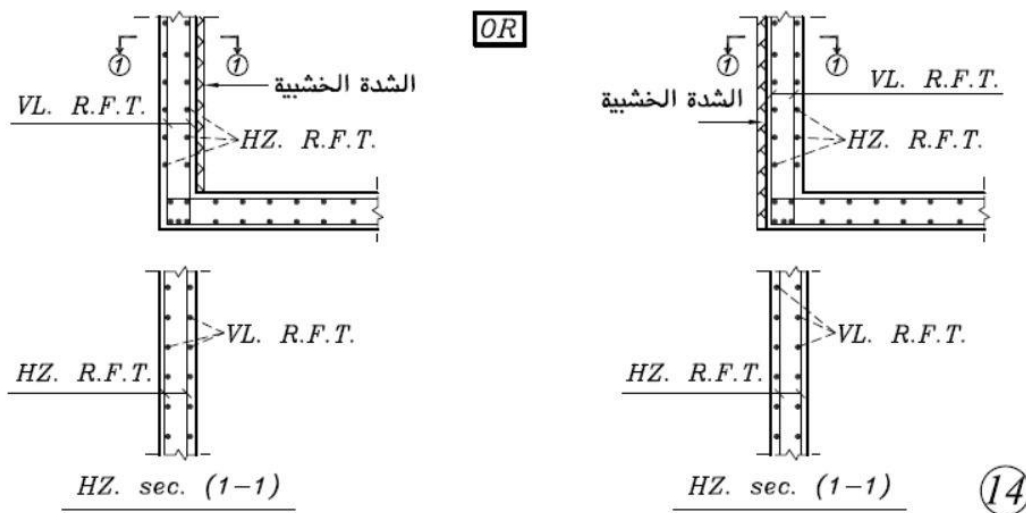
حتى لا تكون العزوم كبيرة و بالتالي نحتاج قطاع خرساني كبير عند اتصال الحائط بالارضية .

b-One way in vertical direction ($t_w = \frac{H}{16} \leq 250mm$)



٥ - التسليح الأفقي (Reinforcement of Wall --H--)

يعتبر الحديد الأفقي التسليح الرئيسي في الطبقة الخارجية لأي جدار إذا كان طول الخزان الى عرضه أكبر من اثنين (الطول / العرض) < 2، ويسمى حديد رئيسي لأنه يقاوم الانعطاف الأفقي في الجدران الناتجة من ضغط المياه عليها، أما الحديد الأفقي المقابل له في الطبقة الداخلية يعتبر ثانوي لأنه يوضع فقط لمقاومة إجهادات التقلص (الانكماش) فقط، وفي هذه الحالة تشبه جدران الخزان البلاطات الأفقية المستمرة، واركاز الخزان تمثل المساند.



14

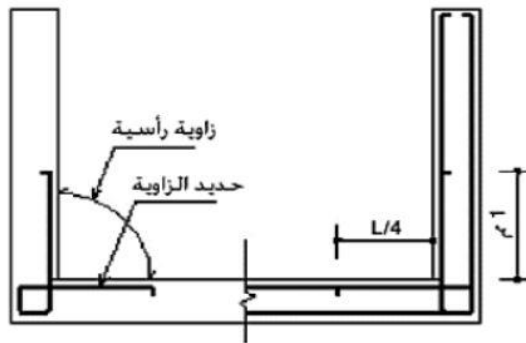


بالرغم من ان قوى الضغط الهيدروستاتيكية الواقعة على الجدران وأرضية الخزان تقاوم في الاتجاه الراسي والافقي الى أنها سوف تولد عزم انحناء عند الاركاب (الزوايا الأفقية بين الجدران المتعامدة) بالإضافة الى تولد قوى شد عمودية بين الجدران. ولذلك فان هذه الزوايا تحتاج الى اضافة قضبان تسليح بأشكال معينة تكون ربط جاسئ في منطقة اتصال عناصر الخزان وتتوافق مع توفير حديد التسليح بطريقة اقتصادية في المكان التي يحتاج الى وجودها فقط.

• زوايا امتداد الحديد واستقامة الجدران من الأرضية

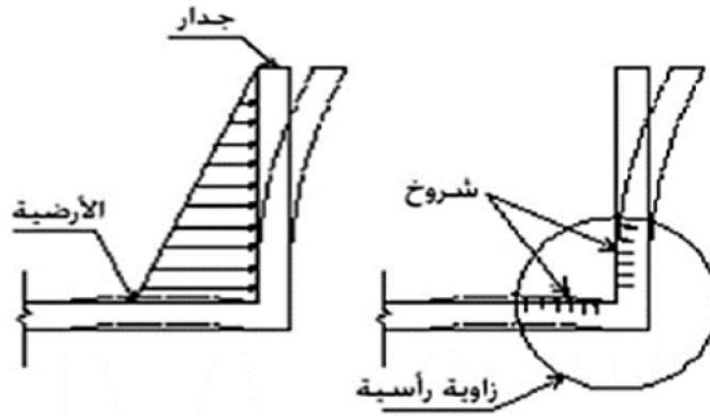
❖ ١- الزوايا الرأسية بين الجدران والأرضية

ضغط الماء على الجدران الرأسية للخزان يبدأ من الصفر على سطح الماء ويصل الى اقصى قيمة عند قاع الخزان وعلية فان اقصى عزم انحناء عند قاع الجدار وخاصة في حالة الجدران الكابولية (الطول / العرض) > 2.



كما تتعرض هذه المنطقة الى قوة شد عمودية على أرضية الخزان، وتسبب هذه القوى التشكيلات والشروخ في منطقة الزوايا الرأسية، ويمتد الحديد الذي يقاوم تلك الشروخ في الجدران وعلى الاخص الطبقة الداخلية على مسافة متر او ($H/3$) الاكبر من أرضية الخزان، ويمتد الحديد ايضا على الطبقة العلوية لأرضية الخزان على مسافة لا تقل عن ($L/4$) من الزاوية الداخلية للجدار.

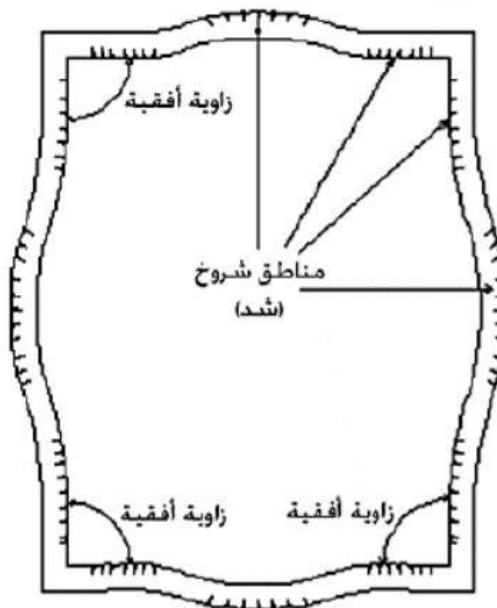
انتقل إلى الإعدادات لتنشيط ws



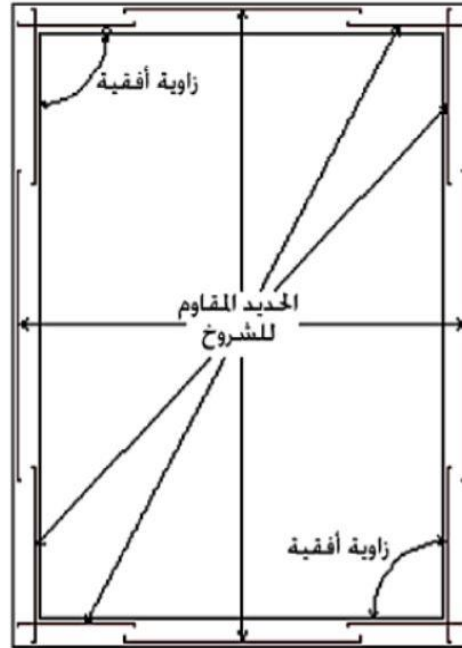
وبسبب ان الضغط في أسفل الجدار (في الزاوية) أكبر من وسط وأعلى الجدار فان هذه المنطقة تحتاج الى اضافة حديد تسليح مكسح، لمنع حدوث التشكلات والشروخ فيها، وبحسب الشكل والعدد المطلوب في المخطط.

٢ - الزوايا الأفقية بين الجدران

تتعرض الزوايا الأفقية بين الجدران الى قوى شد عمودية على الجدران بالإضافة الى عزم انحناء وتزداد أهمية هذه القوى إذا كان طول الخزان الى عرضه أكبر من 2، ولتوضيح ذلك فان ضغط الماء الأفقي (الجانبى) على الجدران الطويلة يسبب قوى شد (عزم انعطاف) على أطراف الجدران المتعامدة من الداخل. وفي نفس الوقت يحدث قوى شد في منتصف الجدار على الحافة الخارجية منه ينتج عنها شروخ.

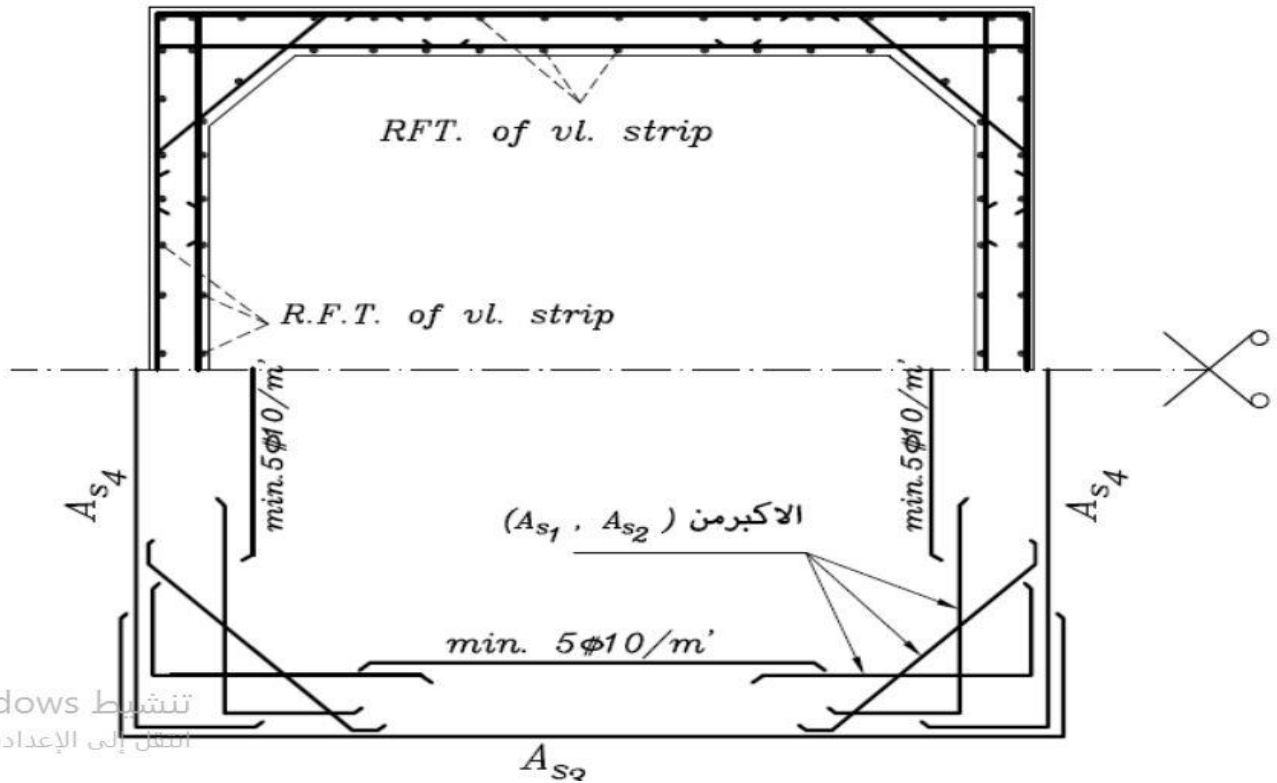


وبسبب حدوث تلك القوى في الزوايا الأفقية بين الجدران المتعامدة يجب توزيع حديد التسليح المستمر ثم يضاف حديد مكسح لإكمال الأعداد المطلوبة في التصميم وبحيث تمتد على مناطق حدوث الشروخ وبشكل اقتصادي.



تنشيط Windows

انتقل إلى الإعدادات لتنشيط Windows.



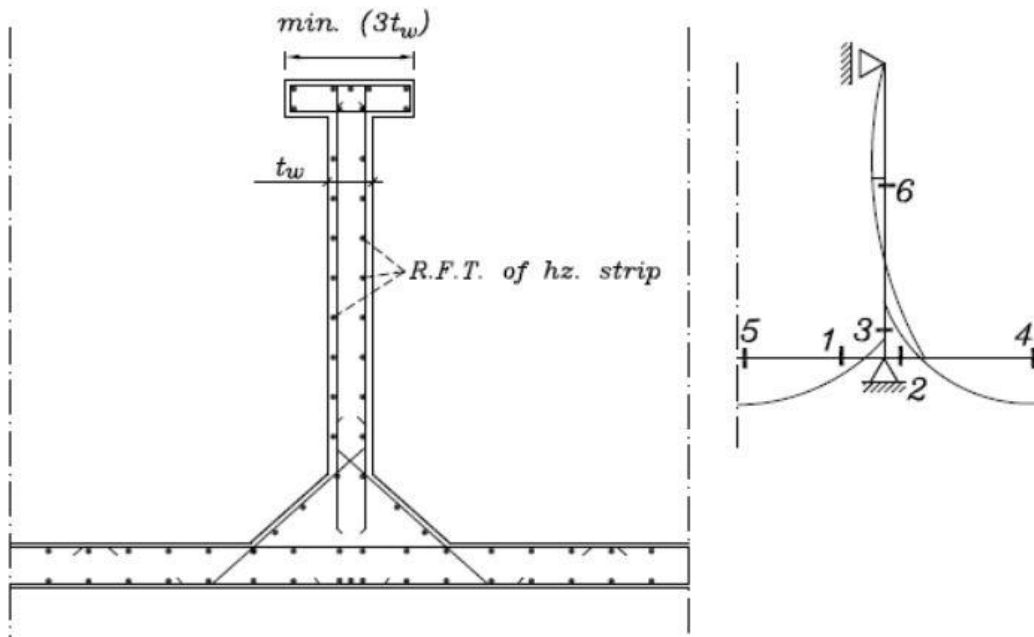
تنشيط Windows

انتقل إلى الإعدادات لتنشيط Windows.

• تسليح الجدران الداخلية

وذلك بتصميمها وكأنها تشد من جهة واحدة او تضغط من جهة واحدة فقط ..

b- internal walls

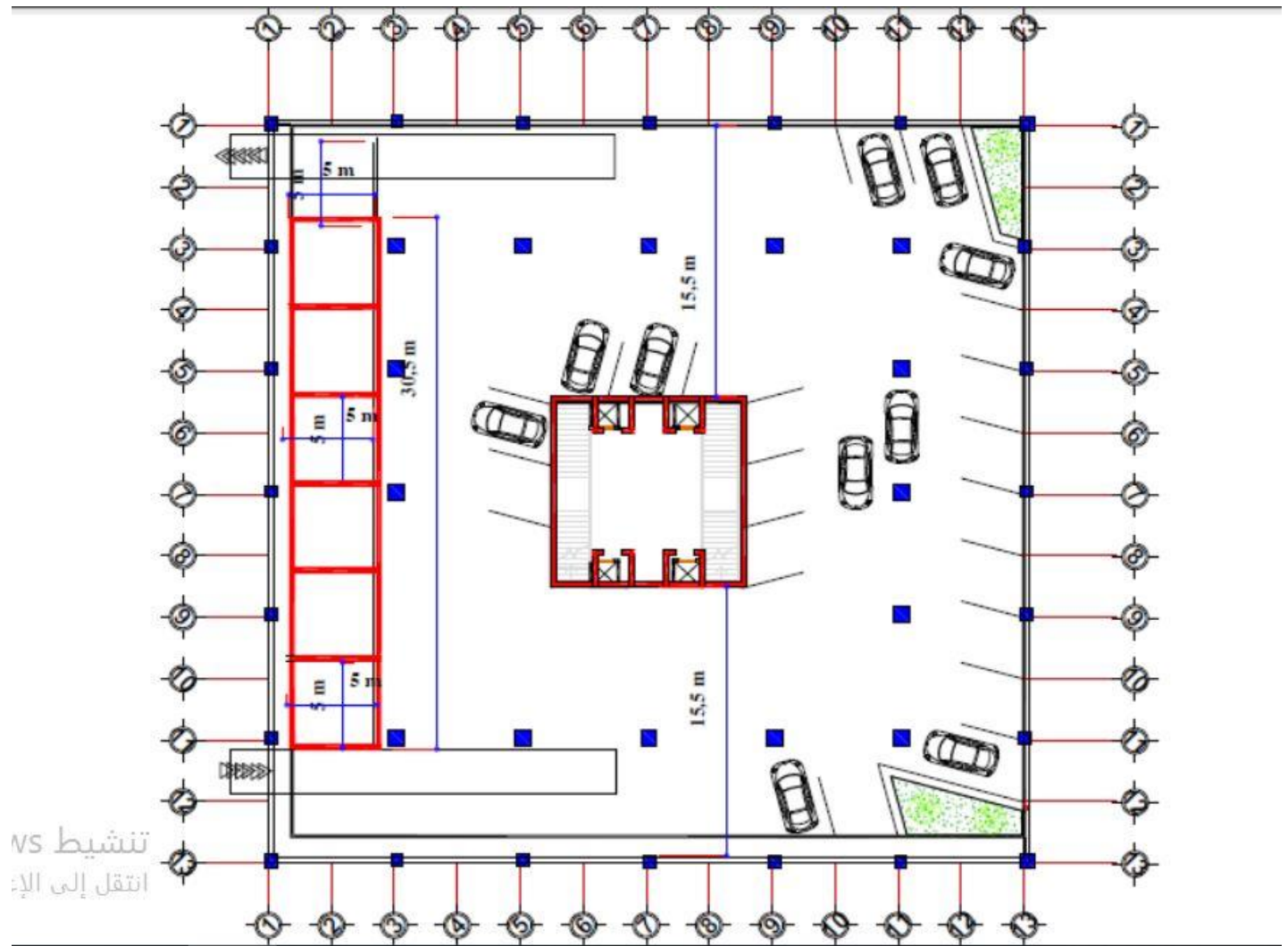


• خزان المياه المستخدم في هذا المشروع

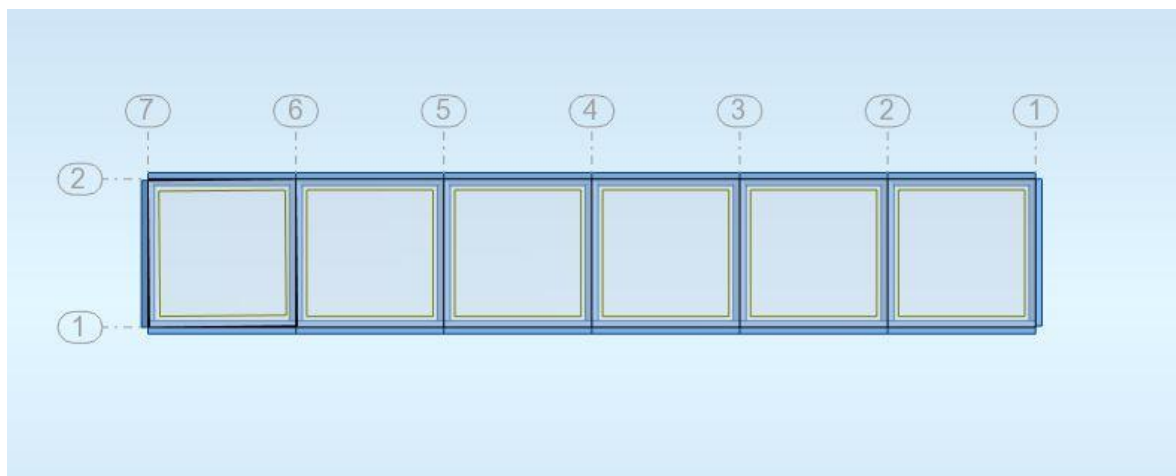
تم استخدام خزان مياه من النوع المتوسط ببعد مربعه (5m*5m) وتم تخطيط موقعة في الدور الارضي (البدروم) وبطول 30.5m وتم ازاحته من مدخل الدخول والخروج لكي لا يمثل اشكالية لدخول وخروج السيارات.....

ونوضح موقعه في الصورة التالية





مكان الخزان في المسقط الأفقي لدور الأرضي (البدروم)

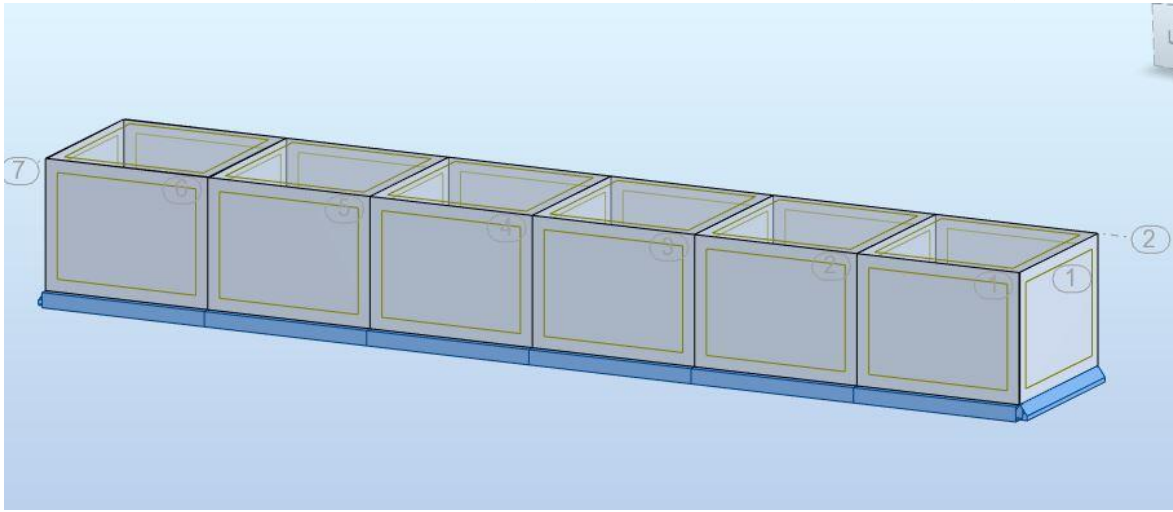


المسقط الأفقي للخزان في برنامج الروبوت

خطوات تصميم الخزان

تم تصميم الخزان بشكل منفصل عن الهيكل الإنشائي ولم يتم اشتراكه بشي من العناصر الإنشائية (الجسور _ العمدان _ القاعدة)
وذلك لكي لا تختل نتائج التحليل لبقية اعضاء المنشأ الأخرى قمنا بتحليله بشكل منفصل

تم اسناد الخزان على اللبشة وتم تصميم قاعدة الخزان لتقاوم العزوم وقوى الشد المحورية والاحمال الراسية في البلاطة وذلك تحت تاثير احمال الجدران فقط .
ابعاد المساحة التي تم وضع الخزان فيها هي (30.5m*5m) ونظرا لكبر طول الخزان قمنا بتقسيمه الى ستة اقسام منتظمة في الطول والعرض فكان بعد كل قسم (5m*5m) وكما يلي في الصورة التالية مسقط 3D للشكل في برنامج الروبوت



مسقط 3D للخزان في برنامج الروبوت

تم تصنيف الخزان من الخزانات المتوسطة وذلك لأن $0.5 < \frac{h}{l_s} < 2$ وكذلك يكون التسليح الراسي في الخزان هو التسليح الرئيسي وذلك لأن نسبة الطول للعرض اقل من 2 واكبر من 0.5 .
حسبنا السماكة من المعادلة التقريبية وسوف نوضحها في الامثلة في الفقرة القادمة وتم التشبيك على

$$f_t > f_{tc}$$

وذلك لسبب تاكدنا من عدم ايجاد الشروخ في الخزان

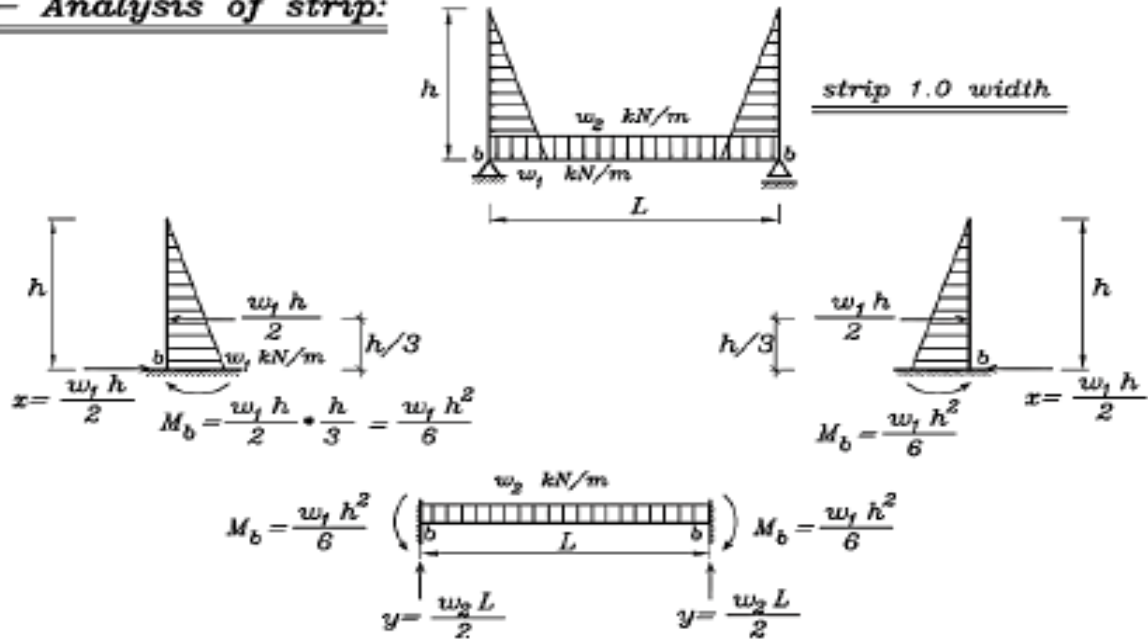
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

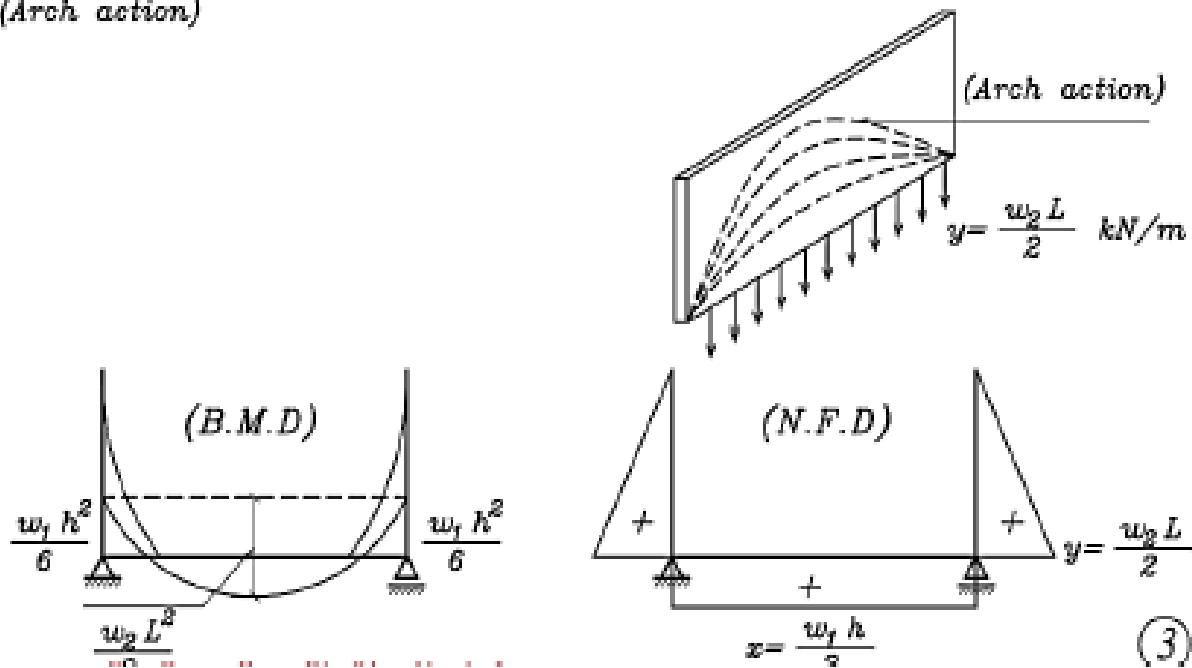
تم اختيار خواص المواد بنسبة للتصميم

بعض الصور التوضيحية التي تبين كيف يتم حساب الاحمال على الجدار والارضية

- Analysis of strip:

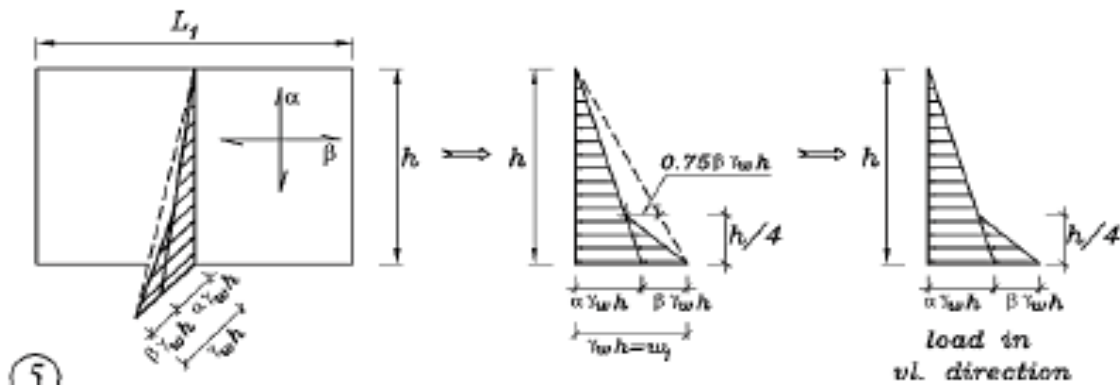


(Arch action)



١. العزم ينتقل من الحائط للأرضية وذلك لان العقدة جاسنة او ثابتة
٢. رد الفعل في الاتجاه x ينتقل من الجدار للأرضية مسبب شد على الارضية
٣. بينما رد الفعل y يفعل عكس ال x ينتقل من الارضية للجدار مسبب شد على الجدار ويقل تدريجيا الى الصفر

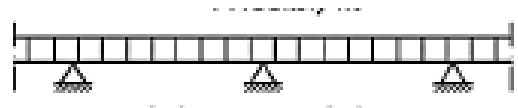
أما بالنسبة للخزان الذي نقوم بتصميمه فان رد الفعل الناتج من وزن الجدار $y = - (t * h * \gamma_c)$ يكون مسببا في ضغط محوري على الجدار، وذلك لأن الخزان الذي نقوم بتصميمه يستند على الارض (قاعدة اللبشة)، ولا ينتقل رد فعل من الارضية الى الحائط نتيجة ان الحائط يعمل كبلاطة راسية two way slab فان جزء من الحمل يذهب في الاتجاه الراسي $(\alpha * \gamma_w * h)$ وباقي الحمل يتجه في الاتجاه الافقي $(\beta * \gamma_w * h)$ ونتيجة اتصال الحائط بأرضية الخزان فان الحائط يكون في هذه المنطقة (very rigid)، وبالتالي فان مثلث الماء يذهب كله في الاتجاه الرأسى عند قاعدة الخزان ويقل تدريجيا حتى ارتفاع $h/4$ كما بالرسم .



$$\Rightarrow \alpha = \frac{(r^*)^4}{1 + (r^*)^4} , \quad \beta = \frac{1}{1 + (r^*)^4}$$

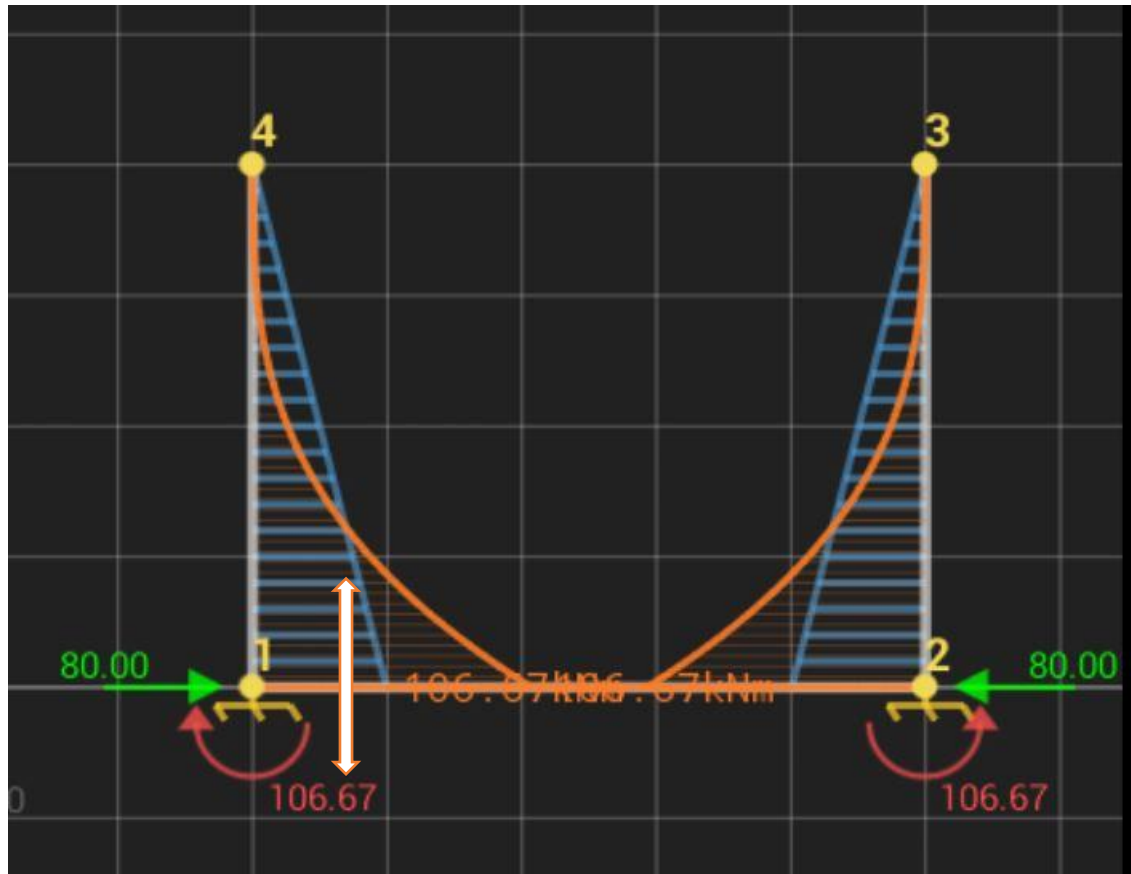
و فى هذه الحالة تكون (α) هى نسبة الحمل فى الاتجاه الطويل
و (β) هى نسبة الحمل فى الاتجاه القصير

اما بنسبة لشريحة الافقية يكون الحمل المؤثر عليها متغير حسب الارتفاع
كلما زاد الارتفاع زاد الحمل ويتم حلها بطريقة free moment



• نتائج التحليل في برنامج SW FEA 2D

Sec1-1



مقطع يبين طول الخزان $L=5m$ وعزوه (α, β) في الجدران والهد على الارضية



مقطع يبين العزوم عند 0.25



مقطع يوضح العزوم الافقية لجدار الخزان



:Design of Section(1-1)

$$\sigma_{tp} = 18 \text{ kg/cm}$$

$$Mu = 106.67 \text{ KN.M}$$

$$T = 80 \text{ KN}$$

$$\sigma_{tp} = \frac{6M}{bt^2} + \frac{T}{bt} \longrightarrow 18 \times 100 = \frac{6 \times 106.67}{1 \times t^2} \cong 0.6m$$

$$t = 60 \text{ cm}$$

$$\boxed{x} \quad es = \frac{M}{T} - \frac{t}{2} + d \longrightarrow es = \frac{106.7 \text{ kn.m}}{80 \text{ kn}} - \frac{0.6}{2} + 0.04 = 1.1$$

$$Ms = Mu \times es$$

$$Ms = 106.7 \times 1.1 = 116.6 \text{ kN.m}$$

$$K1 = \frac{D}{\sqrt{Ms}} = \frac{0.6}{\sqrt{116.6 \times 10^{-2}}} = 0.55 \quad \text{From table} \quad K2 = 1287$$

$$As = \frac{Ms}{k2 \times d} = \frac{116.6 \times 10^6}{1287 \times 0.56 \times 100} = 1617.8 \text{ mm}$$

$$8\phi 16/m$$

حديد التسليح للمقطع رقم واحد

ولأن الخزان مربع سيكون الاتجاه القصير والطويل متساوي $L=b$

ملاحظة

سماعة الجدار مع التصاق الارضية ستكون بسماعة 60cm مختلفة عن الجدار ببع 1m من الارضية التي يكون سماكته 40cm



: Design of Section(2-2)

$$\sigma_{tp} = 18$$

$$Mu = 45 \text{ KN.M}$$

$$T = 45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{tp} = \longrightarrow 18 \times 100 = \frac{6 \times 45}{1 \times t^2} \cong 0.38m$$

$$t = 40 \text{ cm}$$

$$\boxed{x} \quad es = \frac{M}{T} - \frac{t}{2} + d \longrightarrow es = \frac{45 \text{ kn.m}}{45 \text{ kn}} - \frac{0.4}{2} + 0.04 = 0.84$$

$$Ms = Mu \times es$$

$$Ms = 45 \times 0.84 \text{ kN.m} = 37.8 \text{ kn.m}$$

$$K1 = \frac{D}{\sqrt{Ms}} = \frac{0.4}{\sqrt{37.8 \times 10^{-2}}} = 0.65 \quad \text{From table} \quad K2 = 1300$$

$$As = \frac{Ms}{k2 \times d} = \frac{37.8 \times 10^6}{1287 \times 0.36 \times 100} = 807.69 \text{ mm}$$

$$5\phi 16/m$$

حديد التسليح للمقطع رقم واحد



: Design of Section(3-3)

$$\sigma_{tp} = 18$$

$$Mu = 49.8 \text{ KN.M}$$

$$T = 59,38 \text{ KN}$$

$$\sigma_{tp} = \longrightarrow 18 \times 100 = \frac{6 \times 49.8}{1 \times t^2} \cong 0.38m$$

$$t = 40cm$$

$$\boxtimes \quad es = \frac{M}{T} - \frac{t}{2} + d \quad \longrightarrow \quad es = \frac{49.8kn.m}{59,38kn} - \frac{0.4}{2} + 0.04 = 0.67$$

$$Ms = Mu \times es$$

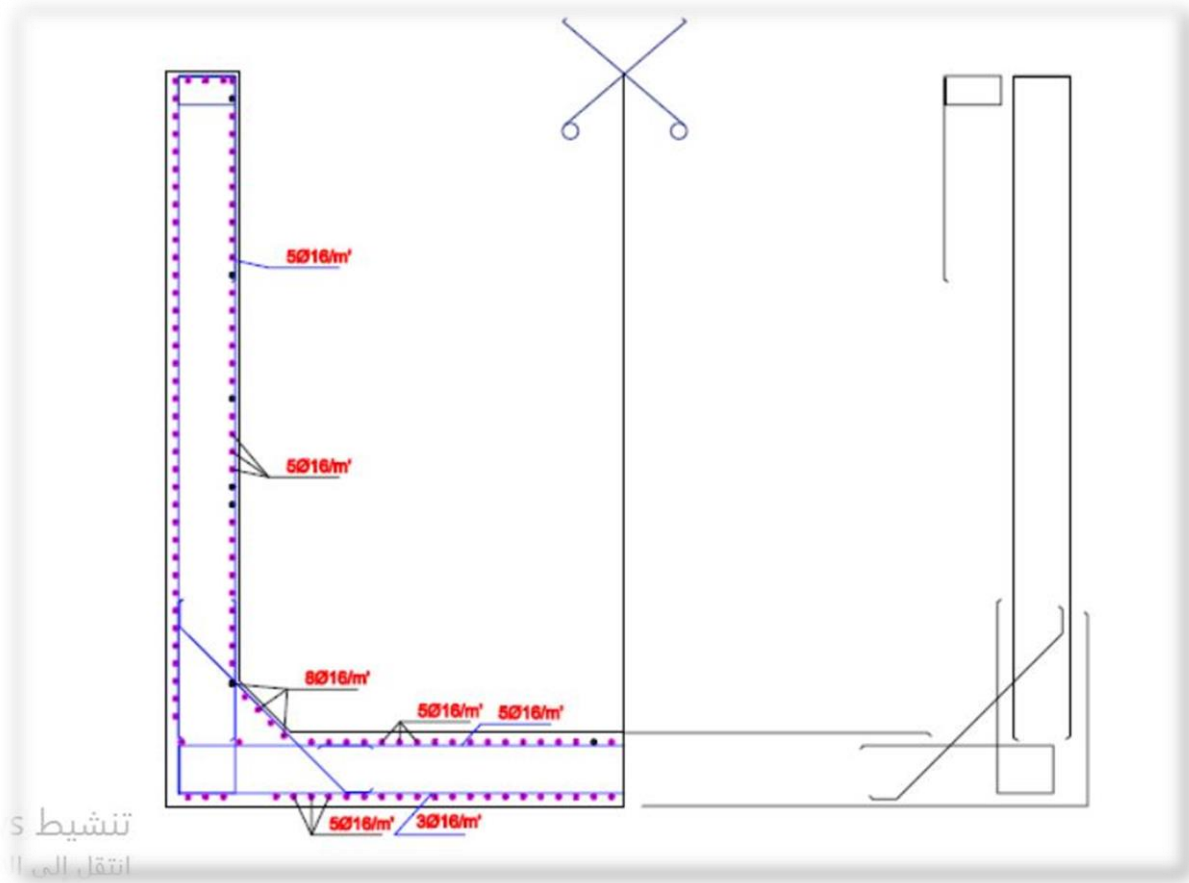
$$33.366kn.m$$

$$Ms = 49.8 \times 0.67 \text{ kN.m} =$$

$$K1 = \frac{D}{\sqrt{Ms}} = \frac{0.4}{\sqrt{37.8 \times 10^{-2}}} = 0.692 \quad \text{From table} \quad K2 = 1307$$

$$As = \frac{Ms}{k2 \times d} = \quad As = \frac{3.8 \times 10^6}{1307 \times 0.36 \times 100} = 803.8mm$$

$$5\emptyset 16/m$$



المقطع النهائي للخزان

إشراف:

د.م/ سليمان الصافي

Assistant Professor of Civil Engineering –
Sana'a University

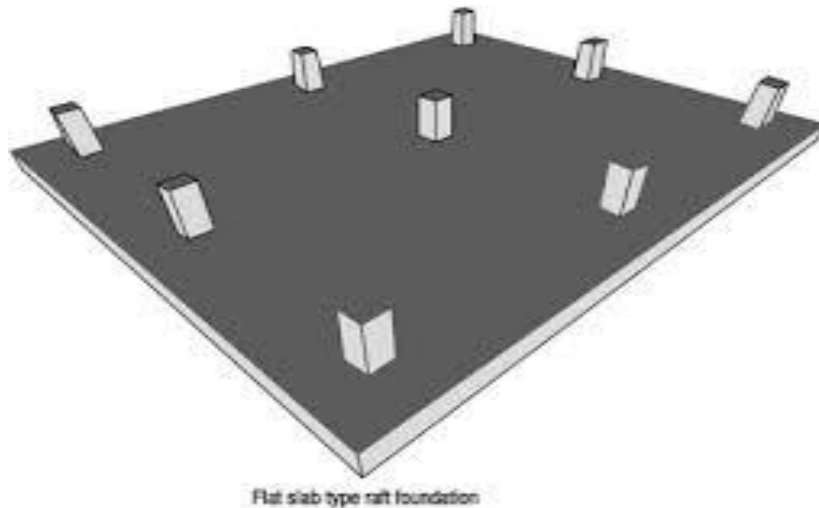
الباب الحادي عشر : اللبشة

تصميم اللبشة

Design of

Raft

Foundation



DIAGRID STRUCTURAL SYSTEMS

مشروع تخرج في الخرسانة المسلحة ٢٠١٨-٢٠١٩م - اليمن - الجامعة الإماراتية الدولية

إن علم ميكانيكا التربة هو علم تطبيق لقوانين الميكانيكا والهيدروليكا على اتزان وحركة التربة والمياه الجوفية أما علم هندسة الأساسات فهو العلم المتعلق بدراسة طبيعة ونوع وعمق الأساسات للمنشآت المختلفة بالإضافة الأحمال إلى تصميمها وصيانتها ذلك ومن واقع الأحمال الواقعة والتي من المحتمل أن تقع عليها مستقبلاً.

والأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ. والأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لا ينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله. والأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعاً لنوع واستخدام المنشأ

معنى تصميم الأساس

_ هو ايجاد المعلومات والبيانات التالية:

- عمق ومنسوب التأسيس .
- مساحة الاساس وشكله وابعاده من حيث الطول والعرض .
- عمق أو سماكة الاساس الكلى وبالتالي تحديد سمك الغطاء الخرساني . - حديد التسليح اللازم والمطلوب للأساس وكيفية توزيعه واقطاره .

وحيث تصميم الأساسات وتنفيذها يجب أن تتحقق الأغراض التالية: -

- (١) تتحمل بأمان وزن المنشأ و الأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل أحمال الرياح أو الزلازل ، أو أي أحمال أخرى تحدد حسب نوع المنشأ واستخدامه
- (٢) توزيع و نقل جميع الأحمال الواصلة إلى الأساسات إلى مساحة أكبر من التربة تحت الأساس ، بما لا يسبب إجهادات على التربة أكبر من قدرة تحمل هذه التربة.
- (٣) مقاومة الهبوط النسبي المتفاوت لأجزاء المنشأ ومقاومة انتفاخ التربة.
- (٤) تحقق الاتزان والاستقرار للمنشأ ضد أي تأثير خارجي مثل الرياح والأمطار والزلازل وضغط المياه و صدم الأمواج.
- (٥) مقاومة تأثير المياه الجوفية أو التأثيرات البيئية المحيطة بالأساسات.

يوجد العديد من أنواع الأساسات وأن اختيار النوع المناسب لمنشأ أو مبناء ما يتوقف على عدة عوامل منها:

- (١) عمق التأسيس أو عمق الطبقة التي سوف يتم التحميل عليها مقاسه من سطح الأرض الطبيعية.
- (٢) قدرة وسعة تحمل التربة عند منسوب التأسيس أو قيمة جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس.
- (٣) قيم الأحمال الواقعة على الأعمدة والمنقولة إلى التربة وعدد أدوار المنشأ.

- ٤) منسوب المياه الجوفية بالنسبة لسطح الأرض والأساسات.
٥) طبيعة الأحمال المنقولة إلى التربة هل هي قوى عمودية أو ضغوط جانبية أو عزوم انحناء أو الاثنين معاً الخ.

تنقسم الاساسات الى عدة انواع اهمها

١- الاساسات المنفصلة والمشاركة،

٢- الاساسات الشريطية،

٣- الاساسات الحصرية والاساسات العميقة تنفصل كلاً من هذه الأنواع بمحددات واشتراطات

وطرق اختيار وتصميم وتسليح، الا انها تعطي نفس الوظيفة كما وضحناه في الأعلى، ويطول

الحديث عندما يتم تفصيل كلاً من هذه الأنواع، لهذا اكتفينا بدراسة النوع الثالث **الأساسات**

الحصرية (اللبشة Raft Foundations)، وهو نوع الاساسات المستخدم في مشروعنا كما

سوف يلي توضيحه.

وسيتم الشرح لباقي الانوع فيما يلي

استخراج القوى التصميمية على الاساس

يقصد باستخراج القوى التصميمية على الاساس هي القوى والعزوم على الاعمدة الي في الدور الارضي عشان يتم ايجاد المساحة الكلية لللبشة ويتم استخراجها حسب الاحمال الحية والميتة والعزوم وهي بالأصل ردود الافعال

احمال المنشأ المصعبة والتأثيرات الزلزالية ($Uls com 1 = 1.00DL + 1.00LL$)، والتي قمنا باستخراجها من برنامج الروبوت كما سوف نوضحه في الجدول التالي:

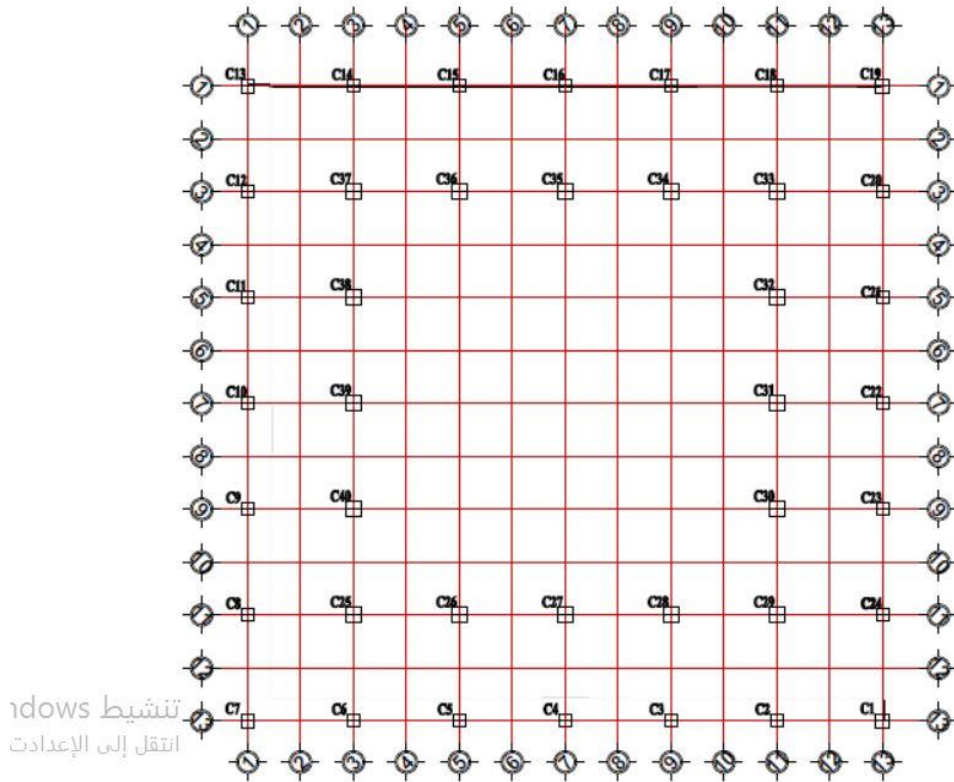
Forces From ROBOT to Design of Foundation				
Columns	Fx (kN)	Mx(kN.m)	Mz (kN.m)	companion
C1	8844.6	317.39	1156.37	ULS
C2	7032.96	531.28	554.35	ULS
C3	6535	432.3	556.6	ULS
C4	6323.64	333.59	-555.92	ULS
C5	6530.6	280.65	-555.04	ULS
C6	7034.67	228.03	-556.27	ULS
C7	8840.82	457.17	1060.41	ULS
C8	7014.73	424.45	-980.69	ULS
C9	6500.22	418.1	-881.61	ULS
C10	6290.78	416.85	782.47	ULS

C11	6501.6	415.36	728.36	ULS
C12	7017.46	408.12	674.57	ULS
C13	8839.93	359.47	591.26	ULS
C14	7030.03	530.89	-410.23	ULS
C15	6528.16	432.29	-412.48	ULS
C16	6322.21	333.59	-411.82	ULS
C17	6530.84	280.65	-411.04	ULS
C18	7038.41	227.65	-412.03	ULS
C19	8858.75	86.05	917.1	ULS
C20	7035.94	-41.92	-824.51	ULS
C21	6520.21	-41.02	-802.72	ULS
C22	6308.05	-41.93	-781.2	ULS
C23	6505.62	276.35	-881.61	ULS
C24	7019.09	282.65	-981.06	ULS
C25	10185.56	-784.68	1437.39	ULS
C26	11061.37	589.32	1305.83	ULS
C27	12121.33	498.34	631.73	ULS
C28	11844.26	226.68	1437.4	ULS
C29	10185.06	619.62	1437.39	ULS
C30	12324.14	619.62	1293.86	ULS
C31	12609.78	619.62	1150.32	ULS
C32	12610.61	619.62	1207.58	ULS
C33	10400.5	619.62	1266.88	ULS
C34	12442.76	558.81	1266.88	ULS
C35	12768.09	498.34	1266.88	ULS
C36	12693.06	641.27	1266.88	ULS
C37	10971.03	784.2	1266.88	ULS
C38	11490.9	784.2	1207.58	ULS
C39	12121.51	784.2	1150.32	ULS
C40	11855.03	784.2	1293.86	ULS
$\Sigma p_n =$	356689.3			

ويمثل المجموع (ΣP_n) في الجدول في الأعلى، مجموع القوى المسلطة التشغيلية الغير مصعدة على تربة التأسيس، وبمعلومية نوعية التربة اسفل موقع المشروع في العاصمة صنعاء فقد كانت قدرة التحمل التصميمية للتربة ($q_n = 300 \text{ kN/m}^2$) وتم تحديد نوعية الأساس المناسب للمشروع وفقاً للعلاقة التالية التي تحدد مساحة الأساس المطلوب كما يلي:

$$Area = \frac{\sum Pu}{qn} = \frac{356689.3}{300} = 1188.96m^2$$

نلاحظ ان المساحة التي تم ايجادها اقل من المساحة المستخرجة معنا في برنامج الاوتوكاد ($Area = 1764m^2$)، وتكن النسبة بين المساحة التي تم اخذها من الاتكاد والتي تم ايجادها بالعلاقة الرياضية السابقة تتجاوز 50% وبالتالي لا مجال من استخدام اساسات أخرى غير الاساسات الحصيرية ، ومع الاخذ في الاعتبار عدم اخذ أي بروزات في مساحة المشروع من اثنين جوانب والمساحة الكلية المتاحة لتصميم الأساس الحصيرية كما في المخطط التالي:



المسقط الافقي لأرضية المشروع التي تبين عليها المساحة الكلية للأرضية ومساحة الأساس الحصيري (اللبشة)

$$Area = 1764 m^2$$

الاساسات المستخدمة

سنقوم باستخدام الأساس الحصيري Foundation Raft هنا في مشروعنا المكون من 12 طابقاً، كما اوضحناه في الخطوة السابقة ان مساحة الأساس بنسبة 50% وبالتالي تم استخدام هذا النوع من الاساسات،

الأساسات الحصيرية (اللبشة) (Raft Foundation):

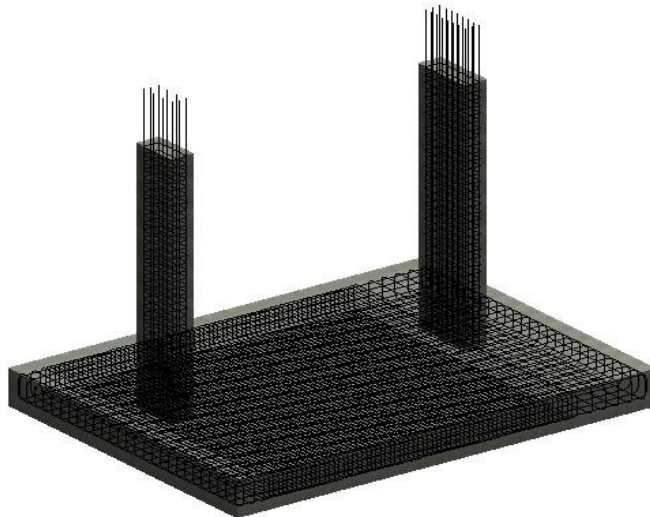
هي عبارة عن أساس مشترك ، قد يشمل كامل مساحة المنشأة بحيث يحمل الجدران والأعمدة ويسمى عندها بـ « الحصيرة العامة » وقد يشمل جزءاً من مساحة المنشأة ويسمى عندها بـ « الحصيرة الجزئية » وهي تنقل إلى التربة حمولة ثلاثة أعمدة على الأقل لا تقع على استقامة واحدة .

بصيغة أخرى

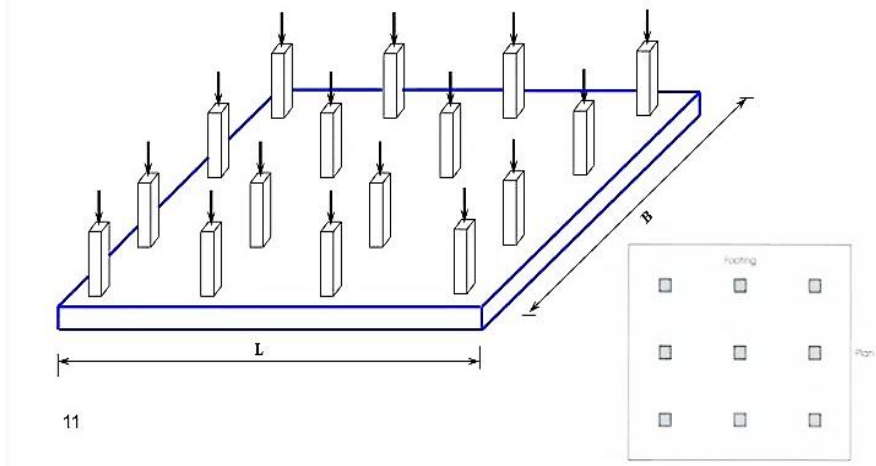
عبارة عن أساس واحد يوفر الاستناد الكامل للمنشآت والمباني الهيكلية عن طريق بلاطة تعمل على نقل وتوزيع أحمال المباني الهيكلية والمنشآت إلى التربة بصورة اجهادات متوزعة توزيعاً متساوي على كامل سطح الأرض تحت المبنى، بصورة آمنة ومستقرة تضمن منع حدوث أي هبوط متفاوت في أجزاء المنشأ، وتستخدم في الأراضي الضعيفة في قدرة تحملها لتركيز الأحمال، وفي حالة الأحمال الكبيرة للأعمدة، واختلاف المسافات بين الأعمدة، وهي أسباب مجتمعة تنطبق على خصائص مشرونا هذا.

1- اللبشة المصمتة (السطحية) (Plat Raft) :

وهي بلاطة خرسانية فطرية بدون جسور (لا كمرية)، منتظمة السطح، تعتبر أكثر الأنواع استخداماً، وتحدد سماكتها بصورة تقريبية من خلال إعطاء كل طابق في المنشآت مقدار 10 cm في سماكة اللبشة، إلا أنها تضل خطوة تقريبية أولية ويجب التحقق منها، وتكون هذه اللبشة مناسبة عندما تكون الأعمدة ذات توزيع متقارب في صفوف منتظمة أو شبة منتظمة، ويتراوح السمك الاقتصادي لهذا النوع بحوالي (60 cm – 2 m) كما توضحه الصورة التالية:



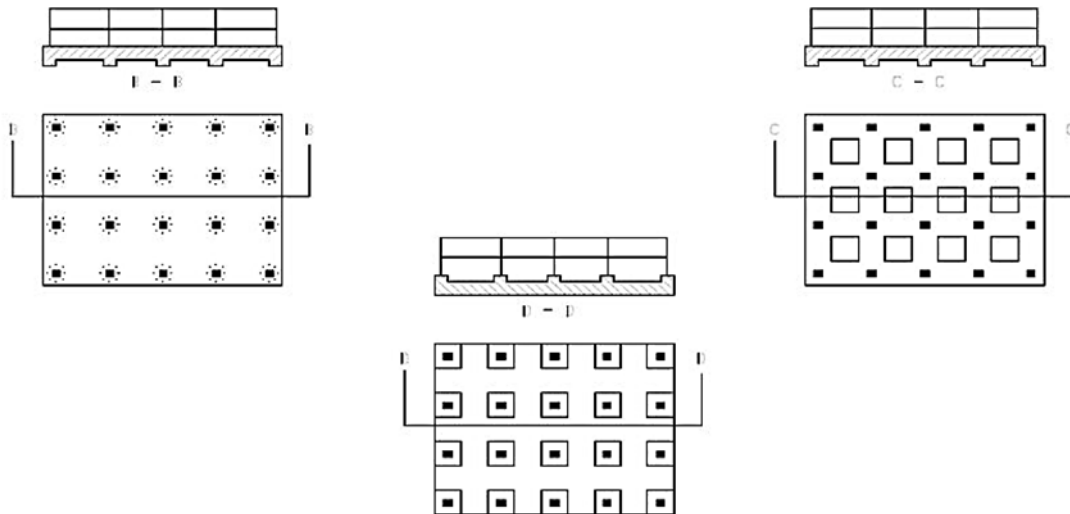
صورة توضيحية للأساس الحصيري (اللبشة)



صورة توضيحية للأساس الحصري (اللبشة)

2- اللبشة المصمتة مع تقوية أسفل الأعمدة (Column) Plat Raft Thickened Under

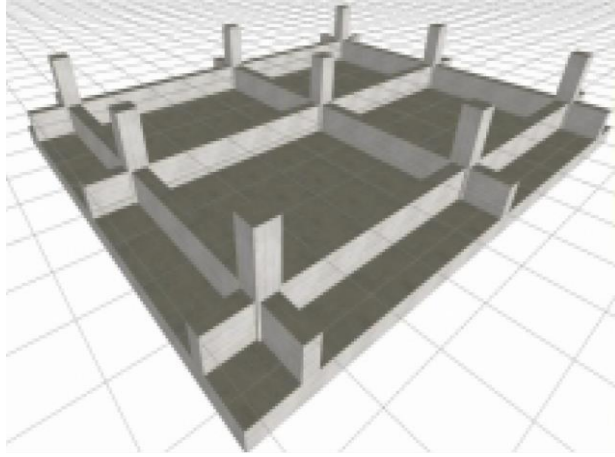
وهي بلاطة خرسانية فطرية بدون جسور (لا كمرية)، منتظمة السطح ايضاً كالنوع السابق تماماً باستثناء ان في هذا النوع يزداد سماكة اللبشة أسفل الأعمدة ذات الاحمال الكبيرة باستخدام (Drop) لمقاومة قص الاختراق وعزوم الانحناء اسفلها، وقد تكون هذه الزياده في السمك أسفل البلاطة او اعلاها، ويفضل ان تكون في الأعلى حتى لا يتم خلخله التربة في منطقة العمود كما في الصورة التالية:



صورة توضيحية لللبشة المصمتة مع تقوية أسفل الأعمدة

3 - اللبشة الصندوقية (Box Raft):

تستخدم عندما تكون الاحمال والمسافات على الاعمدة كبيرة والعزوم المنقولة اليها كبيرة وذلك بعمل تجاويف خلوية في اللبشة لزيادة سمك الاساس بدون زيادة كبيرة في الاوزان لللبشة، ويمكن استغلال التجاويف الى مخازن ومستودعات وفي الصور التالية نوضح الثلاثة الأنواع للأساسات الحصرية:



صورة توضيحية اللبشة الصندوقية

○ حالة استخدام الحصرية (اللبشة)

1- عندما تكون التربة ذات قدرة تحمل ضعيفة ، أو عندما تكون حمولات الأعمدة كبيرة والمجازات فيما بينها صغيرة ، بحيث تصبح مجموع مساحات الأساسات المنفردة تعطي كلفة اقتصادية أكبر من الحصرية .

✓ ملاحظة:

إذا تم استخدام الأساسات السطحية الأخرى في حالة تربة ذات قدرة تحمل ضعيفة فإن الأساسات سوف تغطي أكثر من نصف مساحة المبنى ، بالإضافة إلى أن تقارب الأساسات يؤدي إلى تراكم الإجهادات مع بعضها وبالتالي إلى زيادة الهبوط في منطقة تراكب الإجهادات « هبوط تفاضلي »

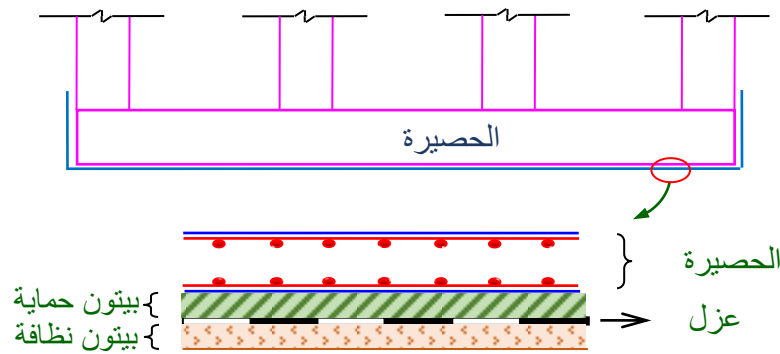
2- تستخدم كأساسات مرنة للمنشآت ذات الكتلة الواحدة ، كالمخازن الأرضية والصوامع والمآذن والمدخن والأبراج .

- 3- تستخدم للمنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط التفاضلي .
- 4- للترب ذات الانضغاطية العالية ، حيث نحسب الهبوط على الإجهاد الصافي وهو الفرق بين الضغط الناجم عن الحمولات الحية والميتة والضغط الناجم عن وزن التربة المزاحة ،
- 5- للترب متباينة الخواص أو الترب الحاوية على جيوب ضعيفة أو جيوب صلبة أو تكهفات .

✓ ملاحظة:

نواجه جيوباً صلبة إذا تحقق ذلك طبيعياً ، أو عند البناء فوق منشأ قديم تمت إزالته .

- 6- عند التأسيس على تربة ذات منسوب مياه جوفية مرتفع ، حيث يؤدي استخدام الحصيرة إلى إعطاء البناء مناعة عالية ضد تسرب المياه إلى الأقبية والأساسات ، وذلك بسبب سهولة عزل الحصيرة التي تستخدم في نفس الوقت كبلاطة للقبو .



• مميزات استخدام الحصيرة

- بالإضافة إلى الميزات التي ذكرت في الفقرة السابقة ، فإن استخدام الحصيرة يؤدي إلى:
- 1- زيادة قدرة تحمل التربة ، بسبب زيادة عرض الأساس وزيادة عمق التأسيس ، حيث أن عمق التأسيس يحسب من أرضية القبو بالنسبة للأساسات الأخرى (منفردة ، مستمرة ، مشتركة) بينما يحسب من سطح الأرض الطبيعية بالنسبة للحصيرة العامة
- 2- تخفيض الإجهاد المطبق ، بسبب زيادة سطح الاستناد .
- 3- جعل الهبوط أكثر انتظاماً ، وذلك بالرغم من زيادة الهبوط الكلي الناتج عن زيادة عرض الأساس ، ولكن تنقص قيمة الهبوط التفاضلي .
- 4- إدخال طبقات جديدة في مجال التأثير بالإجهادات ، حيث أن العرض الكبير لأساس الحصيرة يؤدي إلى انتشار الإجهادات في التربة إلى عمق كبير .

• اعتبارات الكود المستخدم في تصميم الأساسات:

1 - يكون أقل غطاء خرساني وفق ما يحدده كود التصميم المستخدم للخرسانة التي تصب في الموقع حسب وضع الأساس عند الصب وطوال عمره التصميمي للخدمة، فللخرسانة التي تصب بحيث تكون ملائمة للأرض يكون الغطاء 75 mm أما لو تعرضت ف ما بعد للتربة فإن أقل غطاء هو (50 mm) للحديد ذو الأقطار من القطر 18mm وحتى القطر 59mm، وعندما يكون قطر الحديد أقل من أو تساوي 16mm يكون الغطاء 40mm وفقاً للبند [ACI-05@7.7.1](#).

2 - يجب أن تكون مساحة الأساس المستخدم أو عدد الركائز المستخدمة قادرة على تحمل القوى المصعدة بأمان وفقاً للبند (ACI-05@15.2.2) وذلك وفقاً لما يتوافق مع المتطلبات والخواص الميكانيكية للتربة.

3 - جميع القوى وردود الأفعال تؤخذ على أنها مركزة في منتصف العمود في حالة القوى المسلطة أو الركيزة في حالة ردود الأفعال، وذلك وفقاً للبند (ACI-05@15.2.3).

4 - وفقاً للبند (ACI-05@15.4.2) فإن أعلى عزم تصميمي لأساس منفرد يجب أن يتم حسابه عند المقاطع الحرجة، وتحديدًا عند وجه العمود أو الجدار.

5 - يتم فرش حديد التسليح في الأساسات بحيث يكون الأساس في اتجاه واحد أو مربع في اتجاهين فإن الحديد يوزع بانتظام على كامل العرض، وذلك وفقاً لما جاء في البند [ACI-05@15.4.3](#).

6 - للأساس المستطيل في اتجاهين، فإنه وفقاً لـ (ACI-05@15.4.4) فإنه يجب توزيع التسليح في الاتجاه الطويل وبانتظام على كامل عرض الأساس، وفي الاتجاه القصير فإن نسبة من حديد التسليح الرئيسي يجب أن توزع بانتظام على عرض مقداره البعد الأصغر للأساس وبحيث يكون منتصف هذا البعد ماراً بمنتصف العمود أو الجدار، وهذه النسبة هي $(\gamma_s A_s)$ أما النسبة المتبقية منها، $(A_s (1-\gamma_s))$ فهي توزع بانتظام خارج هذا النطاق المحدد حيث أن:

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta+1} \quad \text{where} \quad \beta = \frac{L_l}{L_s}$$

7 - يتم التحقق من المقاطع الحرجة خاصة لقوى القص لكل عمود أو جدار بمحيط (b_o) ويبعد من كل جهة عن وجه العمود مسافة $(d/2)$ وذلك وفقاً لبند الكود [\(ACI-05@11.12.1.2\)](#).

8 - يجب كذلك التأكد من بنود قوى القص المذكورة سابقاً في الجسور وأهمها البندين [\(ACI-05@11.3.1.1\)](#) [05@11.1](#)

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f_c'} b_w d$$

9- يتم حساب مقاومة الخرسانة للقص وفق المعادلات التالية، على أن تؤخذ القيمة الأصغر منها، وذلك وفقاً للبند (ACI-05@11.12.2.1) :

$$q_c = \min \begin{cases} 0.17 \left(1 + \frac{2}{B} \right) \sqrt{f_{c'}} \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_{c'}} \\ 0.33 \sqrt{f_{c'}} \end{cases}$$

$\beta = \frac{L_l}{L_s}$ Where lengths here are for columns and

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ for inter columns} \\ 30 \text{ for edge columns} \\ 20 \text{ for corner columns} \end{cases}$$

10- يتم حساب مقاومة الحديد للقص وفقاً للعلاقة (ACI-05@11.5.72) :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

reinforcement within spacing (s). Where (A_v) is the area of shear

11- يجب ألا تؤخذ قيمة (V_n) أعلى من القيمة التالية وذلك لمجموع الخرسانة مع الحديد، وفقاً للبند (ACI-05@11.12.3.2)

$$V_n - \max = 0.5 \sqrt{f_{c'}} b_o d$$

12- يعطى البند (ACI-05@11.12.3.3) اشتراط وهو أن المسافة بين وجه العمود وأول كانه يجب ألا تتجاوز ($d/2$) وأن المسافات بين الكانات يجب ألا تتجاوز (d) مقاسة باتجاه موازي لوجه العمود.

13- وفقاً للبند (ACI-05@21.10.2.1) فإن الحديد الرئيسي للأعمدة وجدران القص المقاومة لتأثيرات الزلازل يجب أن يمتد الى داخل الأساس على كامل عمق الأساس.

14- الأعمدة المصممة على أنها (Fixed) فإنه وفقاً للبند السابق والبند المذكور في الكود (ACI-05@21.10.2.2) يجب مد الحديد الرئيسي داخل الأساس بكامل العمق واستخدام (hooks) فيه بزاوية (90°) مارة بجانب قاع الأساس ومائل باتجاه مركز العمود.

15- للأعمدة وجدران القص التي لديها إحدى الحواف خلال نصف عمق الأساس عند الحافة يجب أن يتم فية وضع تسليح عرضي أسفل الأساس للعمود أو الجدار المستخدم، في مسافة لا تقل عن العمق الكلي للأساس ولا عن طول التثبيت المطلوب للحديد الرئيسي في تلك المنطقة، حيث لا تقل عن:

$$ps = 0.12fc'/fyt$$

16- الأساسات التي تحتوي على أكثر من عمود أو جدار قص يجب أن تكون مقاومة لجميع الأحمال المصعدة وردود الأفعال الناتجة من هذه العناصر، وفقاً للبند (ACI-05@15.10.1).

17- يجب الانتباه الى أن طريقة التصميم المباشرة (Direct Design Method) لا تستخدم لتصميم الأساسات اللبشة أو المشتركة وفقاً للبند (ACI-05@15.10.2).

18- توزيع ضغط التربة أسفل الأساسات المشتركة أو الحصرية يجب أن تحوي وتحقق جميع الخواص الميكانيكية للتربة وفقاً للبند (ACI-05@15.103).

• تصميم اللبشة المصمتة (Design of Solid Raft):

بانقوم بتصميم اللبشة المصمتة لانها اللبشة الذي تناسب مشروعنا وكما درسنا سابقا قد تم ايجاد المساحة من برنامج الاوتوكاد لأنة اكثر دقة او لان مشروعنا منظم ومربع يتم ايجادها بسهولة وفي هذه النقطة سنقوم بشرح خطوات التصميم التصميم ابتدا من :

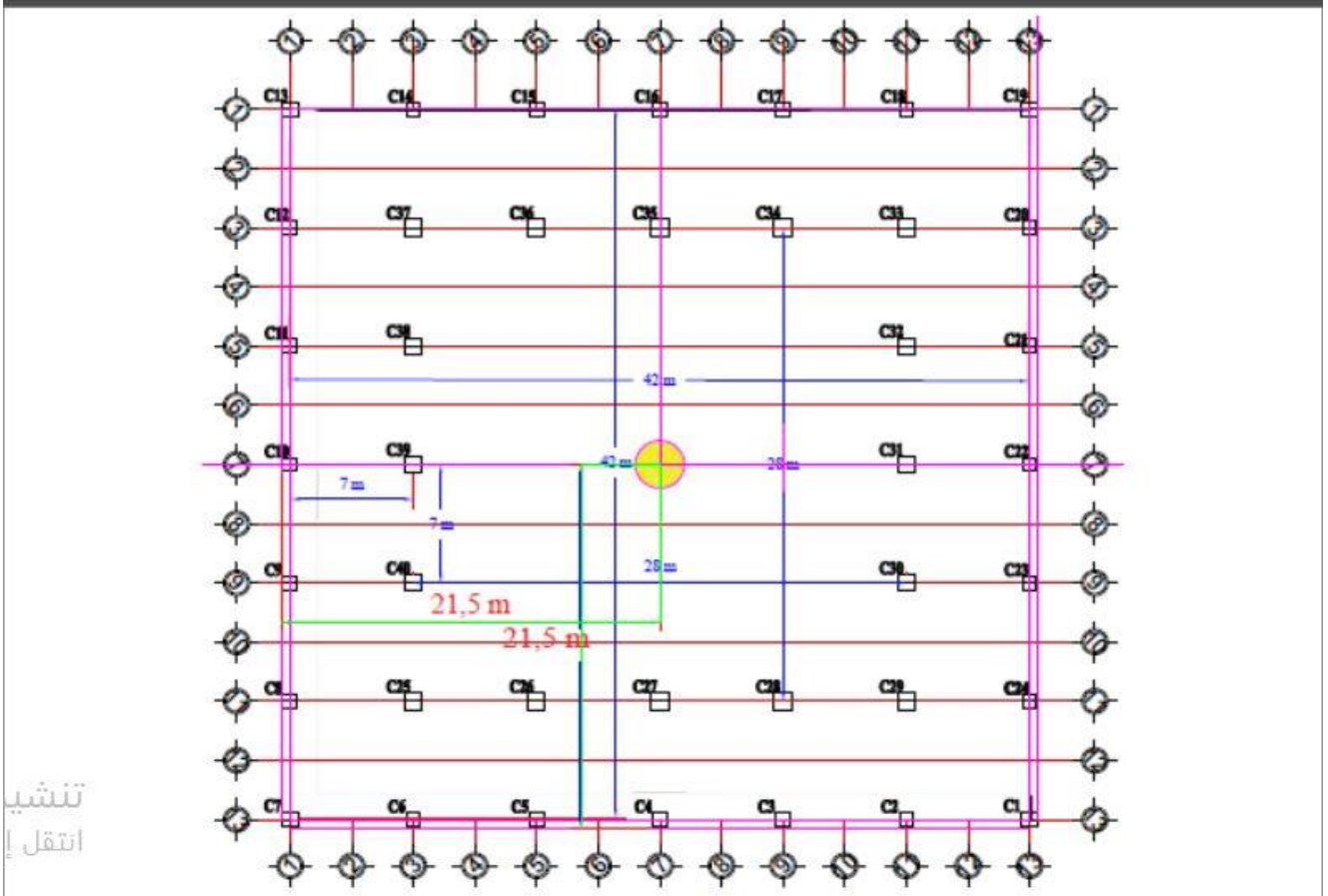
⌘ تحديد مركز الشكل لمساحة الأساس الحصري في المشروع يدوياً ومقارنة النتائج بالنتائج المستخرجة من برنامج الرسم (AutoCAD) الذي كانت أكثر دقة وبالتالي قمنا باعتماد النتائج المستخدمة من برنامج اوتوكاد كما يلي:

$x'(m)$	$y'(m)$
21.5	21.5

ويتم استخدام العلاقة التالية عند التحديد اليدوي لمركز كتلة الأساس:

$$x' = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A}$$

$$y' = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A}$$



تحديد مركز الشكل

✂ نقوم بتحديد نقطة تأثير محصلة القوى المركزة والعزوم المؤثرة في الاتجاهين عند نقطة كل عمود وجدران القص باستخدام العلاقتين التاليتين:

$$x'' = \frac{\sum P_u x_i + M_{oy}}{\sum P_u}$$

$$y'' = \frac{\sum P_u y_i + M_{ox}}{\sum P_u}$$

✂ وكانت نتائج الحسابات كما يلي والجدول التالي سيوضح الحسابات التفصيلية وترقيم الاعمدة وجدران القص الموضح في الصورة هو نفس الترقيم للقوى المستخرجة من برنامج الروبوت:

$$x'' = \frac{8315947.746}{393000.74} = 21.16m$$

$$y'' = \frac{7977206.095}{393000.74} = 20.290m$$

Columns	pu (kN)	Mox(kN.m)	Moy (kN.m)	Xi(m)	yi(m)	puXi+Moy	puyi+Mox
C1	8844.6	317.39	1156.37	21	21	186892.97	186053.99
C2	7032.96	531.28	554.35	14	21	148246.51	148223.44
C3	6535	432.3	556.6	7	21	137791.6	137667.3
C4	6323.64	333.59	-555.92	0	21	132240.52	133130.03
C5	6530.6	280.65	-555.04	7	21	136587.56	137423.25
C6	7034.67	228.03	-556.27	14	21	147171.8	147956.1
C7	8840.82	457.17	1060.41	21	21	186717.63	186114.39
C8	7014.73	424.45	-980.69	21	14	146328.64	147733.78
C9	6500.22	418.1	-881.61	21	7	135623.01	136922.72
C10	6290.78	416.85	782.47	21	0	132888.85	132523.23
C11	6501.6	415.36	728.36	21	7	137261.96	136948.96
C12	7017.46	408.12	674.57	21	14	148041.23	147774.78
C13	8839.93	359.47	591.26	21	21	186229.79	185998
C14	7030.03	530.89	-410.23	14	21	147220.4	148161.52
C15	6528.16	432.29	-412.48	15	21	136678.88	137523.65
C16	6322.21	333.59	-411.82	0	21	132354.59	133100
C17	6530.84	280.65	-411.04	7	21	136736.6	137428.29
C18	7038.41	227.65	-412.03	14	21	147394.58	148034.26
C19	8858.75	86.05	917.1	21	21	186950.85	186119.8
C20	7035.94	-41.92	-824.51	21	14	146930.23	147712.82
C21	6520.21	-41.02	-802.72	21	7	136121.69	136883.39
C22	6308.05	-41.93	-781.2	21	0	131687.85	132427.12
C23	6505.62	276.35	-881.61	21	7	135736.41	136894.37
C24	7019.09	282.65	-981.06	21	14	146419.83	147683.54
C25	10185.56	-784.68	1437.39	14	14	215334.15	213112.08
C26	11061.37	589.32	1305.83	7	14	233594.6	232878.09
C27	12121.33	498.34	631.73	0	14	255179.66	255046.27

C28	11844.26	226.68	1437.4	7	-14	250166.86	248956.14
C29	10185.06	619.62	1437.39	14	-14	215323.65	214505.88
C30	12324.14	619.62	1293.86	14	7	260100.8	259426.56
C31	12609.78	619.62	1150.32	14	0	265955.7	265425
C32	12610.61	619.62	1207.58	14	7	266030.39	265442.43
C33	10400.5	619.62	1266.88	14	14	219677.38	219030.12
C34	12442.76	558.81	1266.88	7	14	262564.84	261856.77
C35	12768.09	498.34	1266.88	0	14	269396.77	268628.23
C36	12693.06	641.27	1266.88	7	14	267821.14	267195.53
C37	10971.03	784.2	1266.88	14	14	231658.51	231175.83
C38	11490.9	784.2	1207.58	14	7	242516.48	242093.1
C39	12121.51	784.2	1150.32	14	0	255702.03	255335.91
C40	11855.03	784.2	1293.86	14	7	250249.49	249739.83
w41	5215.03	449.81	788.12	5.25	5.25	4110069.444	2345772.644
w42	2638.61	520	332.56	3.1	3.1	877496.1416	1372077.2
w43	2890.22	400	285.06	2	2	823886.1132	1156088
w44	2331.22	71.77	233.48	2	2	544293.2456	167311.6594
w45	4376.02	1278.44	2040.38	2	2	8928743.688	5594479.009
w46	2627.66	400.2	318.67	2	2	837356.4122	1051589.532
w47	2607.28	218.23	378.83	2	2	987715.8824	568986.7144
w48	2596.37	109.21	540	2	2	1402039.8	283549.5677
w50	2741.58	432.81	399.87	2	2	1096275.595	1186583.24
w51	4449.13	420.6	548.39	1	3	2439858.401	1871304.078
w52	13672	6578.37	3857.87	1	3	52744798.64	89939474.64
w53	9242.48	1604.51	1329.54	1	3	12288246.86	14829651.58
w54	1928.36	1003.42	587.68	5.25	5.25	1133258.605	1934954.991
w55	11855.03	784.2	1293.86	5.25	5.25	15338749.12	9296714.526
Σpn	393000.74					8315947.746	7977206.15
						21. 47803	20. 29

⌘ اللامركزية الناتجة عن عدم تطابق مركز الكتلة للأساس مع مركز تأثير محصلة القوى التي تم حسابها في الخطوة السابقة ، وذلك باستخدام العلاقات التالية :

$$ex = x' - x'' \quad \text{⌘}$$

$$ey = y' - y'' \quad \text{⌘}$$

ex	ey
0.339	1.20

تحديد اجهادات التربة أسفل النقاط الحرجة في اللبشة وفقاً للعلاقة التالية:

$$q_u = \frac{\sum P_u}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x$$

حيث أن:

x = المسافة بين مركز العنصر ومركز الكتلة على المحور x .

y = المسافة بين مركز العنصر ومركز الكتلة على محور y .

M_x, M_y العزوم الناتجة عن اللامركزية بين مركزي الكتلة ومحصلة تأثير القوى.

$\sum P_u$ = مجموع القوى المسلطة من الاعمدة (ردود الأفعال الغير مصعدة).

A = مساحة سطح اللبشة.

I_x, I_y = عزوم العطالة لللبشة في الاتجاهين ويتم حسابهما وفقاً للعلاقيتين التاليتين:

$$I_x = \frac{lx(ly)^3}{12}$$

$$I_y = \frac{ly(lx)^3}{12}$$

اما فيما يتعلق بإشارتي السالب والموجب في العلاقة السابقة فأنها تتحدد وفقاً لاتجاه تأثير العزوم عند كل نقطة مدروسة فإذا كانت العزوم ضغط على نقطة حساب الاجهادات تؤخذ الإشارة بالسالب (-)، اما في حالة شد العزوم فأنها تؤخذ موجبة (+).

ولأن مشروعنا متماثل منتظم نقوم بالحسابات التالية بشأن ايجاد العزوم الحرجة العزوم الناتجة عن اللامركزية بين مركزي الكتلة ومحصلة تأثير القوى:

⌘ ويتم حسابها كما يلي في المعادلات:

$$M_x = \sum P_u \times ey = 393000.74 \times 0.339 = 133227.25$$

$$M_y = \sum P_u \times ex = 393000.74 \times 1.20 = 471600.88$$

وكانت النتائج كما يلي

M_x	133227.25 KN.m
-------	-----------------------

$$My \quad 471600.88 \text{KN.m}$$

ولأن مسقط اللبشة في مشروعا متماثل و منتظم قمنا بحساب وتحديد مساحة وعزمي القصور الذاتي باستخدام برنامج الاوتوكاد، كون النتائج المستخرجة من البرنامج تعطي دقة أكبر في الأرقام كما يلي:

A	1789.29m^2
I_x	259308m^4
I_y	259308m^4

ولان الشكل متماثل I_y and I_x متماثلة كما في الجدول السابق

Colume	pu kn	Mx	My	x	y	qu	qn all	Cheak
C1	8844.6	—	—	21	21	271.563	300	OK
C2	7032.96	—	—	14	21	258.893	300	OK
C3	6535	—	—	7	21	246.223	300	OK
C4	6323.64	+	—	0	21	233.553	300	OK
C5	6530.6	+	—	7	21	246.223	300	OK
C6	7034.67	+	—	14	21	258.893	300	OK
C7	8840.82	—	—	21	21	271.563	300	OK
C8	7014.73	—	—	21	14	267.972	300	OK
C9	6500.22	—	—	21	7	264.381	300	OK
C10	6290.78	—	+	21	0	260.79	300	OK
C11	6501.6	—	+	21	7	264.381	300	OK
C12	7017.46	—	+	21	14	267.972	300	OK
C13	8839.93	—	+	21	21	271.563	300	OK
C14	7030.03	—	+	14	21	258.893	300	OK

C15	6528.16	—	+	15	21	260.703	300	OK
C16	6322.21	+	+	0	21	233.553	300	OK
C17	6530.84	+	+	7	21	246.223	300	OK
C18	7038.41	+	+	14	21	258.893	300	OK
C19	8858.75	+	+	21	21	271.563	300	OK
C20	7035.94	+	+	21	14	267.972	300	OK
C21	6520.21	+	+	21	7	264.381	300	OK
C22	6308.05	+	+	21	0	260.79	300	OK
C23	6505.62	+	—	21	7	264.381	300	OK
C24	7019.09	+	—	21	14	267.972	300	OK
C25	10185.6	—	—	14	14	255.302	300	OK
C26	11061.4	—	—	7	14	242.632	300	OK
C27	12121.3	+	+	0	14	229.962	300	OK
C28	11844.3	+	—	7	14	242.632	300	OK
C29	10185.1	+	—	14	14	255.302	300	OK
C30	12324.1	+	—	14	7	251.711	300	OK
C31	12609.7	+	+	14	0	248.12	300	OK
C32	12610.6	+	+	14	7	251.711	300	OK
C33	10400.5	+	+	14	14	255.302	300	OK
C34	12442.8	+	+	7	14	242.632	300	OK
C35	12768.1	+	+	21	14	267.972	300	OK
C36	12693.1	—	+	14	14	255.302	300	OK
C37	10971	—	+	7	14	242.632	300	OK

C38	11490.9	—	+	0	7	226.371	300	OK
C39	12121.5	—	+	7	0	235.45	300	OK
C40	11855	—	—	14	7	251.711	300	OK
$\Sigma pu + \Sigma w$	393001							

جدول تشييك قدرة تحمل التربة

سوف نأخذ جميع الاعمدة على انها نقاط حرجة ونقوم بحساب اجهادات ضغط التربة عند كل عمود، حيث قمنا بحساب المسافة بين مركز كل عنصر الى مركز كتلة الأساس ومن ثم نطبق العلاقة السابقة.

الجدير بالذكر اننا قمنا بالتصميم وفقاً لتربة موقع قدرة تحملها تساوي (300 KN/m^2) ، وهي تربة معالجة عن تربة العاصمة صنعاء التي تتراوح قدرة تحملها بين القيمتين $(200 \text{ KN/m}^2 - 250 \text{ KN/m}^2)$ ، وتم ترتيب الحسابات كما يلي:

$$qu = \frac{393000.741}{1764} \pm \frac{133227.25 \text{ kN.m}}{259308 \text{ m}^4} y \pm \frac{471600.88 \text{ kN.m}}{259308 \text{ m}^4} x$$

$$q_u = 222.78 \pm 0.513y \pm 1.81x$$

نلاحظ ان اجهادات ضغط التربة أسفل مجموعة الاعمدة كانت اقل من قدرة تحمل التربة المسموح بها في موقع الانشاء وبالتالي

نقوم الان بحساب سماكة الأساس الحصري بحيث تكون كافية لمقاومة الاختراق الذي يمكن أن ينتج في المناطق الحرجة من بلاطة الأساس عند نقاط تركيز القوى أي الاعمدة الركنية والخارجية والداخلية التي تعتبر الأكثر حرجاً في المنشأ، بحيث تكون كافية لمقاومة الاختراق الذي يمكن أن ينتج في المناطق الحرجة من بلاطة الأساس.

ويكن ذلك تأكيد لخطوات حلنا وتصحيحها وان حصلنا على مقاومة اختراق كبيرة سننظر الى حلول معالجة حين نكتشف ذلك في الخطوات التالية :::::::::::::::::::::::

تحسب سماكة الأساس الحصري بحيث تكون كافية لمقاومة الاختراق الذي يمكن أن ينتج في المناطق الحرجة من بلاطة الأساس باستخدام استخدام (ultimate method)

مثل :

- ★ الأعمدة الركنية .
- ★ الأعمدة الخارجية .
- ★ الأعمدة الداخلية المعرضة لأحمال كبيرة .

بحيث تكون كافية لمقاومة الاختراق الذي يمكن أن ينتج في المناطق الحرجة من بلاطة الأساس باستخدام:-

ϕV_c

$$= \min \text{ of } \begin{cases} \phi \times 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{F_{c'}} \times b_o \times d \dots \dots \dots (11 - 33).ACI \\ \phi \times 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{F_{c'}} \times b_o \times d \dots \dots \dots (11 - 34).ACI \\ \phi \times 0.33 \sqrt{F_{c'}} \times b_o \times d \dots \dots \dots (11 - 35).ACI \end{cases}$$

حيث ان:

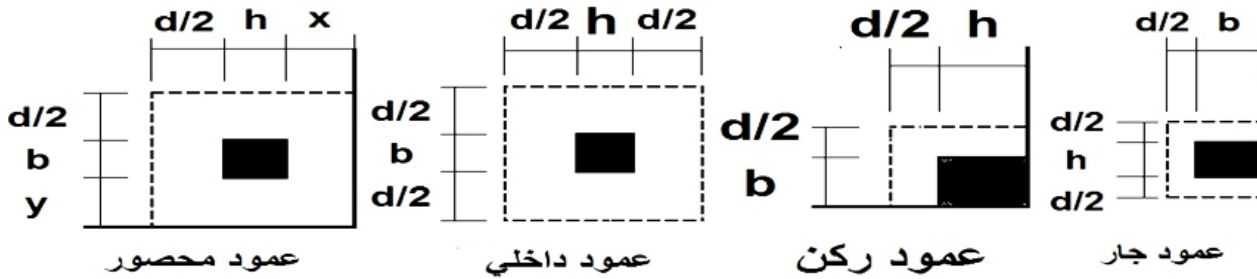
β نسبة الجهة الطويلة للعمود الى الجهة القصيرة

$\alpha_s = 40$ للعمود الداخلي

$\alpha_s = 30$ للعمود الطرفي

$\alpha_s = 20$ للعمود الركن

نحدد محيط الاختراق b_o اسفل كل عمود بحسب موقعه باستخدام برنامج الاوتوكاد كما يلي:



وباستخدام المعادلة التالية قمنا بحديد السماكة المقاومة للاختراق أسفل الاعمدة الحرجة كما يلي:

$$P_u = \frac{\sqrt{F_{c'}}}{3} \times \phi \times b_o \times d$$

نختار العمود الركني الأكثر حرجاً وهو عمود رقم (C19)، والعمود الطرفي الأكثر حرجاً ايضاً رقم (C16) حيث أن كلاهما معرض لأقصى قوتين مركبتين وكذلك الداخلي رقم (C32) القوى هنا تم اخذ القوى المصعدة (Ultimate 1.2DL+1.6LL).

العمود الركني C19:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 5621.57 \text{ KN} \\
 B &= H = 900 \text{ mm} \\
 X &= 0.9 + 0.5 \text{ m} = 1400 \text{ mm} \\
 b_o &\Rightarrow b_o = 2X \Rightarrow b_o = 2 \times 1400 = 2800 \text{ mm} \\
 P_u &= \phi \frac{\sqrt{F_c'}}{3} x b_o x d \\
 \Rightarrow 5621.57 x 1000 &= 0.75 x \frac{\sqrt{35}}{3} x (2800) x d
 \end{aligned}$$

By solving the Equation:

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow d &= 1357.51 \text{ mm} \\
 t &= d + \text{cover} + \phi/2 \\
 \text{Assume using Cover } 70 \text{ mm and Bar } \phi 18 \text{ mm} \\
 \therefore t &= 1066 + 70 + \frac{18}{2} = 1436 \text{ mm} \approx 1450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

العمود الطرفي C16:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 6118.57 \text{ KN} \\
 B &= H = 800 \text{ mm} \\
 x1 &= b + d \\
 x2 &= b + \frac{d}{2} \\
 \Rightarrow b_o &= b \times d + b + \frac{d}{2} = 1800 + 1300 \times 2 = 4400 \text{ mm} \\
 P_u &= \phi \frac{\sqrt{F_c'}}{3} x b_o x d \\
 \Rightarrow 6118.57 x 1000 &= 0.75 x \frac{\sqrt{35}}{3} x 4400 x d
 \end{aligned}$$

By solving the Equation:

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow d &= 940 \text{ mm} \\
 t &= d + \text{cover} + \phi/2 \\
 \text{Assume using Cover } 70 \text{ mm and Bar } \phi 18 \text{ mm} \\
 \therefore t &= 940 + 70 + \frac{18}{2} = 1019 \text{ mm} \approx 1020 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

العمود الوسطي C32:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 12613.49 \text{ KN} \\
 B &= H = 1000 \text{ mm} \\
 x1 &= (b + d) \times 4 \\
 b_o &= x \times 4 = 8000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$P_u = \phi \frac{\sqrt{F_c'}}{3} \times b_o \times d$$

$$12613.49 \times 1000 = 0.75 \times \frac{\sqrt{35}}{3} \times 8000 \times d$$

By solving the Equation:

$$\Rightarrow d = 1066 \text{ mm}$$

$$t = d + \text{cover} + \phi/2$$

Assume using Cover 70 mm and Bar Ø18mm

$$t = 940 + 70 + \frac{18}{2} = 1145 \text{ mm} \approx 1150 \text{ mm}$$

ومن خلال القيم السابقة سوف تكون سماكة اللبشة:

$$\text{Take } t = 1200 \text{ mm}$$

Check of Punching

$$t = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 1200 - 70 - 18 = 1112 \text{ mm}$$

ملاحظة

هنا تكون السماكة بنسبة لللبشة التي تم اخذها في مشروعنا مكلفة ولكن ليس بشكل كبير مقارنة بارتفاع الادوار وهناك حلول لكي نقلل من السماكة من ضمنها

1- نزيد من مساحة اللبشة من كل ناحية لكي يشبك الاختراق للعمود الركني وبذلك سنقل نسبة الاختراق ونقل السماكة

2- يتم طرح جسر موازي للعمود الركني ويحاط بناحياتين من المبنى وبذلك سيققل من نسبة الاختراق للعمود الركني وكذلك في تقليل السماكة لللبشة

سنختتم بالحل الثاني

في ما يلي جدول يبين قص الاختراق لا عمدة الدور الارضي كامل

Colume	DIMENTION		pu (KN)	Location	bo (mm)	αs	Vu punshing(KN)	ΦVc(kN)	ration	cheak
	b(mm)	h(mm)								
C1	900	900	5600.11	COR	4000	20	4760.11	8020.683	0.59347935	ok
C2	800	800	5895.3	EX	4698	30	4545.9	6524.998	0.69668984	ok
C3	800	800	6071.99	EX	4698	30	4722.59	6524.998	0.723768774	ok
C4	800	800	6112.49	EX	4698	30	4763.09	6524.998	0.729975672	ok

C5	800	800	6065.14	EX	4698	30	4715.74	6524.998	0.722718965	ok
C6	800	800	5892.64	EX	4698	30	4543.24	6524.998	0.696282177	ok
C7	900	900	5598.29	COR	4000	20	4758.29	8020.683	0.593252436	ok
C8	800	800	5888.44	EX	4698	30	4568.44	6524.998	0.700144247	ok
C9	800	800	6060.81	EX	4698	30	4740.81	6524.998	0.726561112	ok
C10	800	800	6107.48	EX	4698	30	4787.48	6524.998	0.733713604	ok
C11	800	800	6067.26	EX	4698	30	4747.26	6524.998	0.727549618	ok
C12	800	800	5901.54	EX	4698	30	4581.54	6524.998	0.70215191	ok
C13	900	900	5611	COR	4000	20	4771	8020.683	0.594837089	ok
C14	800	800	5903.96	EX	4698	30	4583.96	6524.998	0.702522791	ok
C15	800	800	6074	EX	4698	30	4754	6524.998	0.728582568	ok
C16	800	800	6118.57	EX	4698	30	4798.57	6524.998	0.735413222	ok
C17	800	800	6076.54	EX	4698	30	4756.54	6524.998	0.72897184	ok
C18	800	800	5912.13	EX	4698	30	4592.13	6524.998	0.703774899	ok
C19	900	900	5621.82	COR	4000	20	4781.82	8020.683	0.596186101	ok
C20	800	800	5908.96	EX	4698	30	4588.96	7399.626	0.620161098	ok
C21	800	800	6071.91	EX	4698	30	4751.91	7399.626	0.642182482	ok
C22	800	800	6109.92	EX	4698	30	4789.92	7399.626	0.647319229	ok
C23	800	800	6061.46	EX	4698	30	4741.46	7399.626	0.640770249	ok
C24	800	800	5888.57	EX	4698	30	4568.57	7399.626	0.617405553	ok
C25	1000	1000	10198.02	IN	8439	40	7798.02	13291.92	0.586673698	ok
C26	1000	1000	11060.84	IN	8439	40	8528.84	13291.92	0.641655972	ok
C27	1000	1000	12122.68	IN	8439	40	9590.68	13291.92	0.721542097	ok
C28	1000	1000	11849.15	IN	8439	40	9317.15	13291.92	0.70096343	ok
C29	1000	1000	10208.5	IN	8439	40	7676.5	13291.92	0.577531302	ok
C30	1000	1000	12325.29	IN	8439	40	9793.29	13291.92	0.736785192	ok
C31	1000	1000	12609.27	IN	8439	40	10077.27	13291.92	0.75815005	ok
C32	1000	1000	12613.49	IN	8439	40	10081.49	13291.92	0.758467537	ok

C33	1000	1000	10409.93	IN	8439	40	7877.93	13291.92	0.592685621	ok
C34	1000	1000	12438.99	IN	8439	40	9906.99	13291.92	0.74533926	ok
C35	1000	1000	12764.53	IN	8439	40	10232.53	13291.92	0.769830831	ok
C36	1000	1000	12698.42	IN	8439	40	10166.42	13291.92	0.764857132	ok
C37	1000	1000	10956.29	IN	8439	40	8424.29	13291.92	0.633790291	ok
C38	1000	1000	11499.15	IN	8439	40	8967.15	13291.92	0.674631644	ok
C39	1000	1000	12131.35	IN	8439	40	9599.35	13291.92	0.722194373	ok
C40	1000	1000	11866.04	IN	8439	40	9334.04	13291.92	0.702234127	ok
w41	1750	200	5215.03	Cora	8439	40	2683.03	95512.3	0.028090938	ok
w42	1750	200	2638.61	Cora	8439	40	106.61	95512.3	0.001116191	ok
w43	1750	200	2890.22	Cora	8439	40	358.22	95512.3	0.003750512	ok
w44	1750	200	2331.22	Cora	8439	40	-200.78	95512.3	- 0.002102138	ok
w45	1750	200	4376.02	Cora	8439	40	1844.02	95512.3	0.019306624	ok
w46	2000	400	2627.66	Cora	8439	40	95.66	106734.4	0.000896244	ok
w47	2000	400	2607.28	Cora	8439	40	75.28	106734.4	0.000705302	ok
w48	1750	1000	2596.37	Cora	8439	40	64.37	95512.3	0.000673945	ok
w49	1750	1000	1262.44	Cora	8439	40	-1269.56	95512.3	-0.01329211	ok
w50	2000	400	2741.58	Cora	8439	40	209.58	106734.4	0.001963566	ok
w51	2000	400	4449.13	Cora	8439	40	1917.13	106734.4	0.017961693	ok
w52	10500	400	13672	Cora	8439	40	11140	352123.7	0.031636613	ok
w53	10500	400	9242.48	Cora	8439	45	6710.48	352123.7	0.019057168	ok
w54	1750	200	1928.36	Cora	8439	46	-603.64	95512.3	- 0.006320024	ok

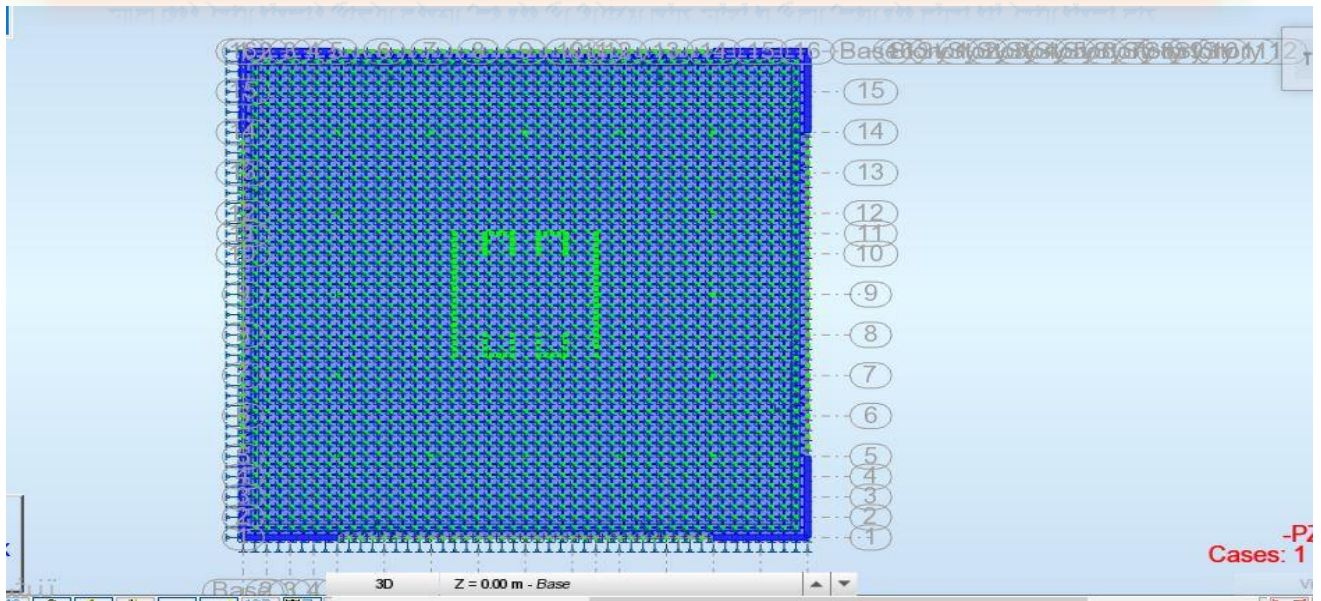
✂ نقوم بنمذجة اللبشة المصمتة في برنامج الروبوت عند منسوب الصفر وكذلك الجسر الموجود والممتد طرفي البششة ويتم التصميم للبشة والجسر معا" ، وإلغاء جميع الركائز في البرنامج وتعريف اللبشة على انها الأساس من خلال خيار Support واختيار Planer وإلغاء تعريف البلاطة في الاتجاهين X,Y في إطار الـ Elastic

وتركتها محررة في الاتجاه الثالث كونه اتجاه تأثير ضغط الرفع، وتعريف اللبشة بسماكة 120cm، وإدخال معامل التربة K أسفل البلاطة كما يلي:

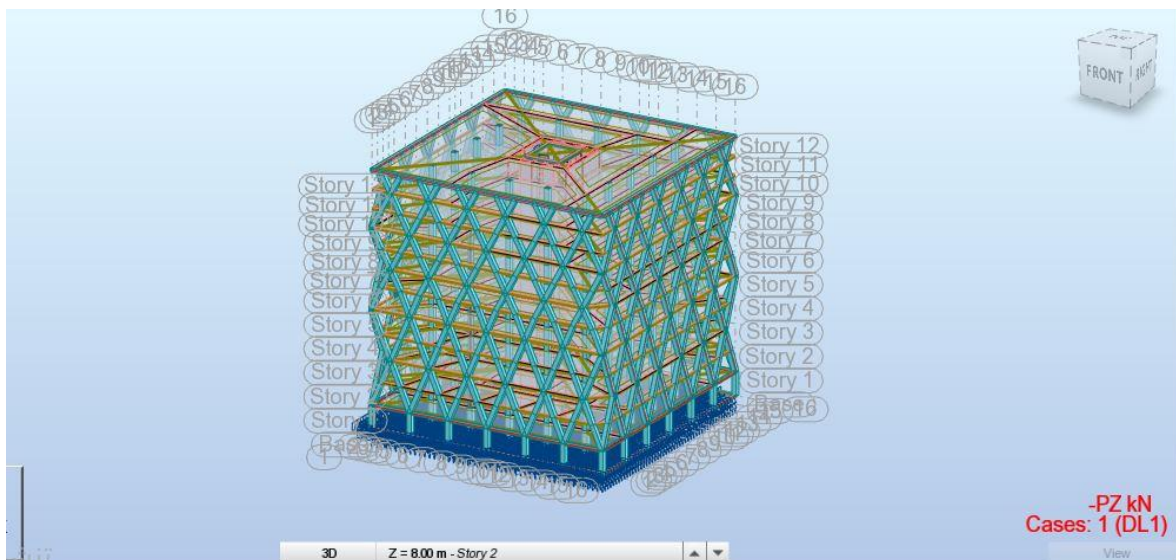
$$K = 120q_u = 120 \times 300 = 36000$$

ملاحظة

عند تصميم الجسر يتم تسليط قوة القص الذي لم يشكك عليها الاختراق أي قوة قص العمود الركني وتصميم الجسر وفقاً لذلك

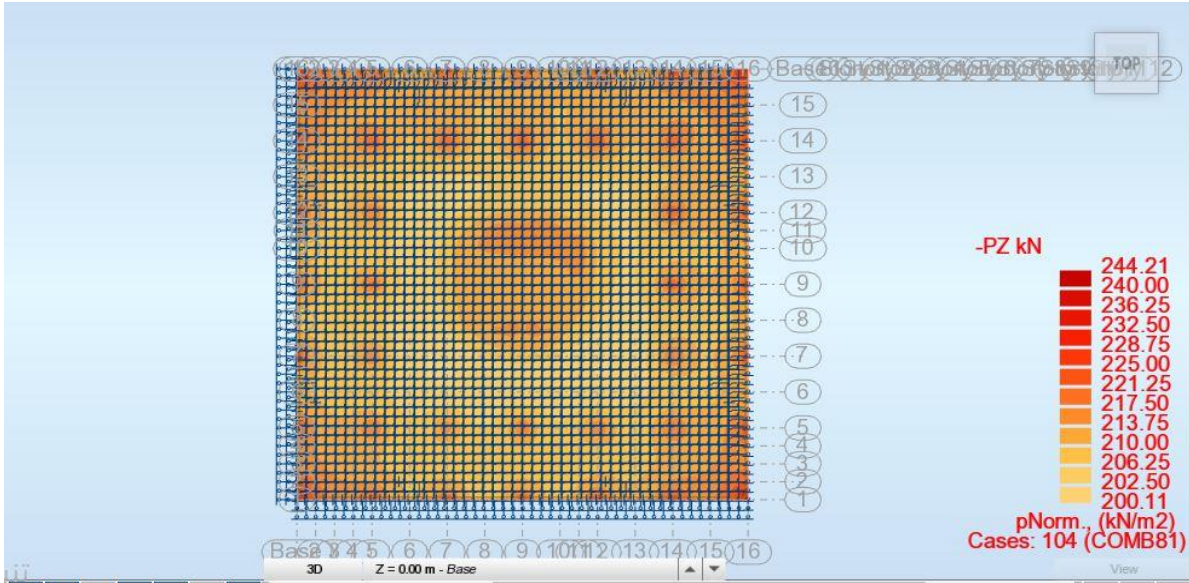


صورة توضيحية لللبشة في المبنى (مسقط أفقي)



صورة توضيحية لللبشة في المبنى

❖ نقوم بتحليل المنشى في برنامج الروبوت واستخراج النتائج حسب المركبة القصوى (ULS) والتصميم بناء على ذلك وسوف نخرج القوى القصوى في الاتجاهين (XX-YY) ونوضحها في صور فيما يلي في هذا الباب

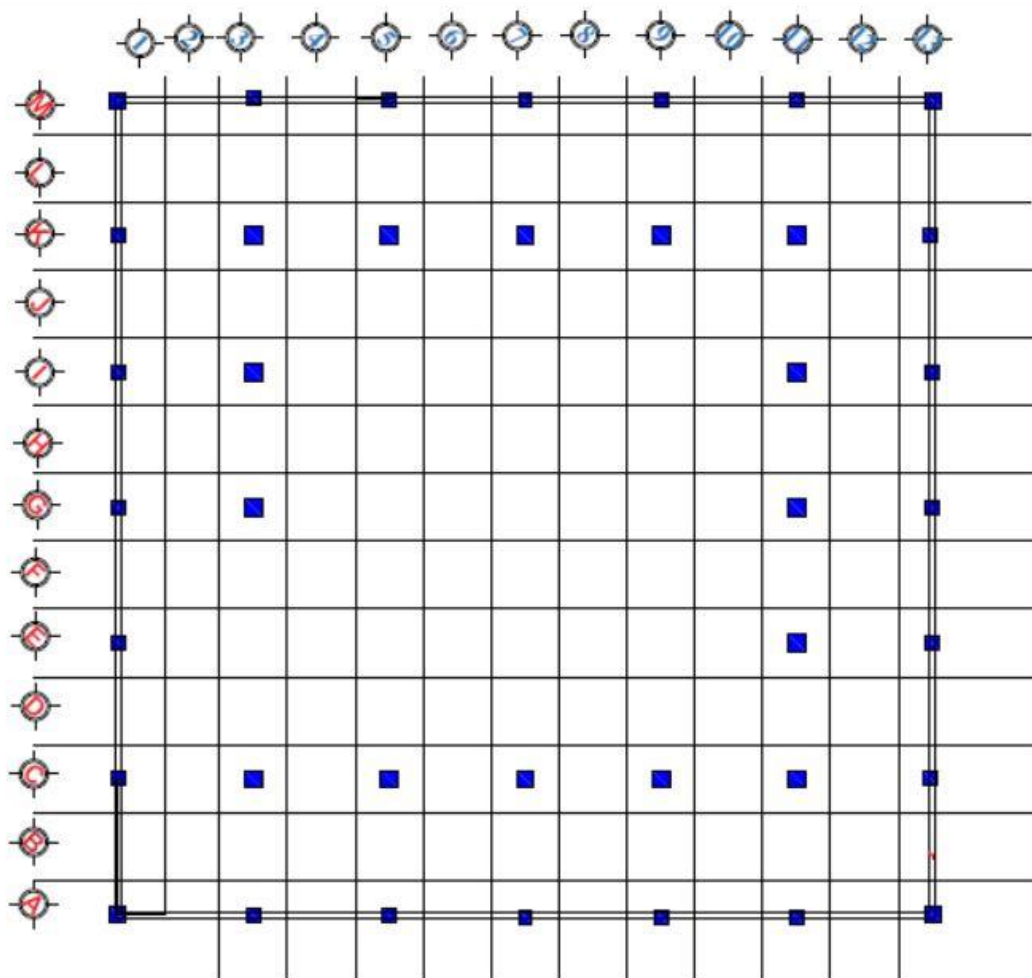


صورة توضيحية لرد فعل التربة تحت تأثير (SLS) القصوى

نلاحظ هنا ان رد فعل التربة مناسب لكي تكون اللبشة كما تم الاختيار ولا نحتاج الى الجوى الى اساس اخر وبالتالي تكن مناسبة لمشروعنا تماماً

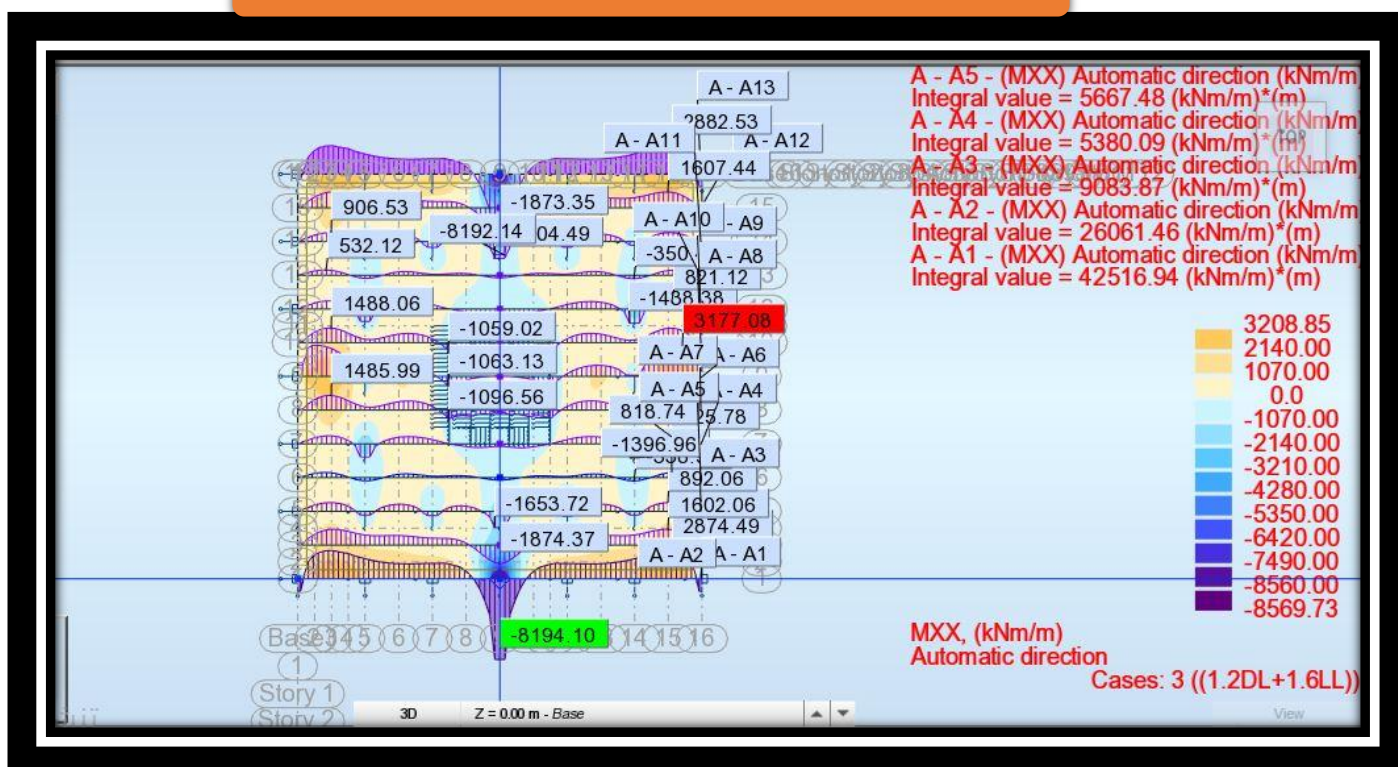
● تصميم اللبشة Design Raft

☞ قمنا باستخراج نتائج العزوم في الاتجاهين على اللبشة كقطاعات في برنامج الروبوت توضح فيها القصوى الموجبة والسالبة لكل شريحة ، وقمنا بترتيبها في الشرائح التصميمية والجداول في الأكسل ، ومحاولة إظهار وتوضيح بعض منها بالأسفل من خلال تقريب جزء من الشرائح فقط، وقمنا بختيار العزم السالب الاكبر والعزم الموجب الاكبر وصممنا وفقاً لذلك وبقيّة الشرائح تم دمجهن في شريحة اكسل وسنوضحها فيما يلي :.....‘

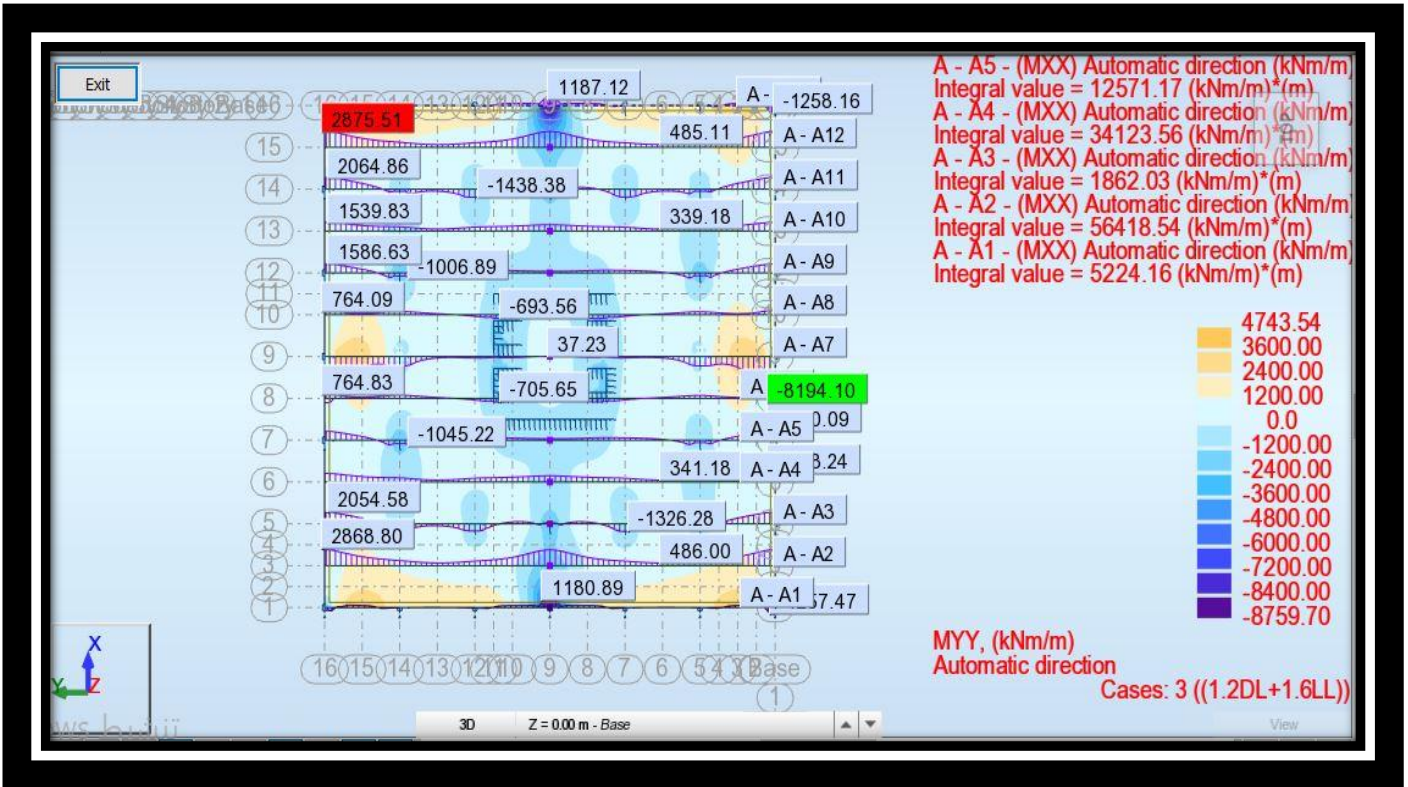


تنشيط
انتقل إلى

صورة توضيحه لتقسم الـ (Column St:) and (Mied St:) في الاتجاه (x-y)



Moment in X direction on Raft



Moment in Y direction on Raft

استنادا الى الصور السابقة للعزوم في الاتجاهين التي اخرجت من الروبوت سوف نأخذ اكبر عزم موجب واكبر عزم سالب للشريحة (A) في الاتجاه (x-x) ونصممها ونسبة للشرائح الباقية سوف نصممها في الاكسل

.....

❖ تصميم اللبشة Design Raft

$$M_{u \max (+ve)} = 8149.10 \text{ kN.m}$$

t = 1200 mm and Cover = 50 mm, assume Ø25mm

Use

$$F_c' = 35 \text{ Mpa}, F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$d = 1200 - 50 - 25 = 1125 \text{ mm}$$

For 1m Width Strip:

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{8149.10 \times 10^6}{1000 \times 1125^2} = 6.438 \text{ Mpa}$$

Assume $\phi=0.9$

$$\rho_d = \frac{F_c'}{F_y} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 R_u}{\phi F_c'}} \right)$$

$$\Rightarrow \rho_d = \frac{35}{420} \left(0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7 \times 6.438}{0.9 \times 35}} \right) =$$

$$0.019798$$

And : $\rho_{min} = 0.0018$ for $F_y = 420 \text{ Mpa}$

$$\rho_{min} = 0.0018 < \rho_d = 0.019798$$

$$\Rightarrow \text{Use } \rho_d = 0.019798 \quad A_s = \rho_d \times b \times d = 0.019798 \times 1000 \times 1125 = 22262.62 \text{ mm}^2$$

USE 37 ϕ 28 mm / m

$$A_{s \text{ prov}} = 22782.829 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

وسوف نسلح اللبشة شبكة متساوية التسليح في الاتجاهين تساوي القيمة $A_{s \text{ min}}$ ونضيف حديد التسليح في مناطق القص او الاختراق اسفل الاعمدة، وعند اعلى الضغوط في الشرائح الوسطية بين الاعمدة كتسليح يعتبر الرئيسي لانه في المناطق المعرضة لأعلى العزوم السالبة والموجبة، يعني سوف نفرش الشبكة السفلية والعلوية وننقصها من الحديد الكلي بحيث الباقي يكن اضافي

شبكة حديد التسليح في الاتجاهين

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 1125 = 2025 \text{ mm}^2$$

USE 5 ϕ 25 mm² / m IN X, Y DIRECTIONS

$$A_{s \text{ prov}} = 2454.36 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

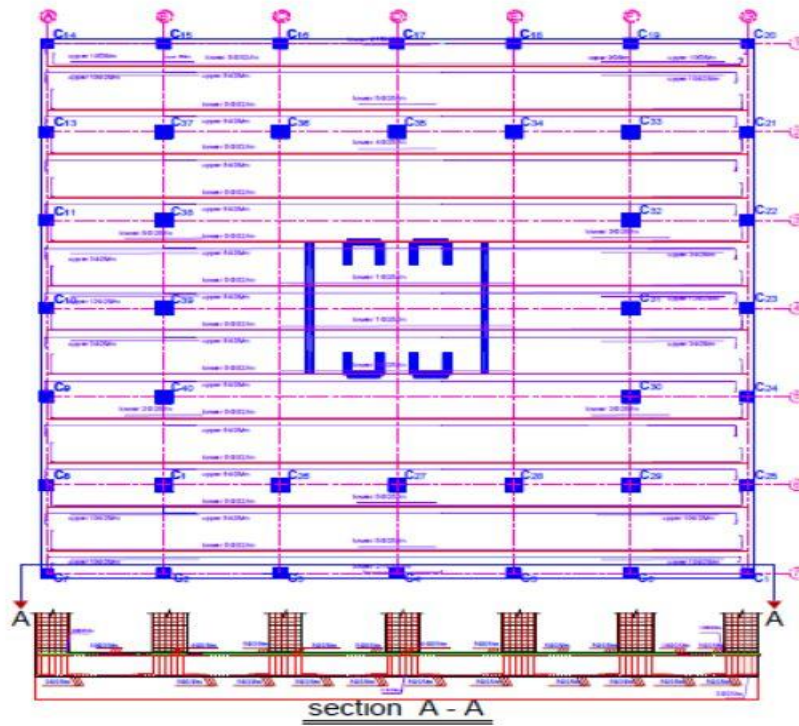
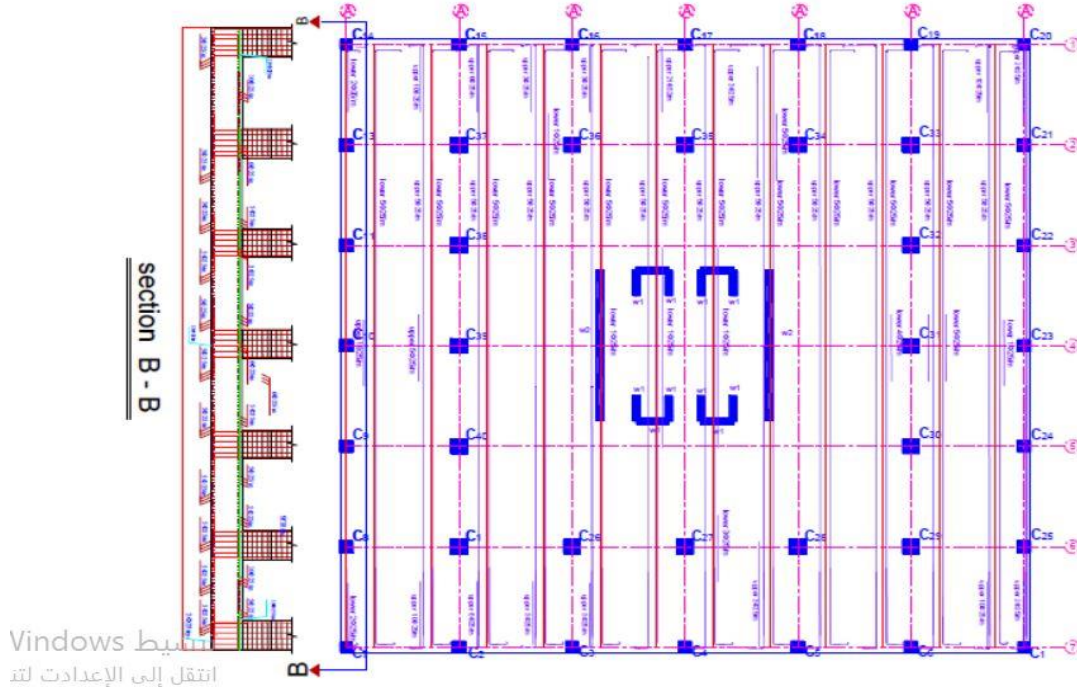
USE 5 ϕ 25 mm / m in X, Y directions TOP and BOTTOM

شرائع الأختل لحديث التسليح الـ x&y

X.X-Direction										
Width	Width	section	Mu max		شبكة التسليح		تسليح مناطق العزوم الكبيرة		Bottom As	Top As
					Bottom	Top	Bottom	Top	Bars/1m width @spacing	Bars/1m width @spacing
				KN.m /m	Φ/m	Φ/m	Φ/B(B)	Φ/B(m)		
C-St-A	1.75m	1	M (+ve)	8149.1	5Φ25	5Φ25	21Φ32	-	5ø25/m @200mm +21ø32/m @48mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	2874.4900	5Φ25	5Φ25		10Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @140mm +10ø25/m @100mm
M-St-B	3.5m	2	M (+ve)	1874.3700	5Φ25	5Φ25	5Φ25		5ø25/m @200mm +7ø25/m @140mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1602.0600	5Φ25	5Φ25		3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m @333.33mm
C-St-C	3.5m	3	M (+ve)	1653.7200	5Φ25	5Φ25	4Φ25		5ø25/m @200mm +4ø25/m @250mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	892.0600	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
M-St-D	3.5m	4	M (+ve)	338.9500	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	525.7800	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
C-St-E	3.5m	5	M (+ve)	1396.9600	5Φ25	5Φ25	2Φ25	-	5ø25/m @200mm +2ø25/m @500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	818.7400	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
M-St-F	3.5m	6	M (+ve)	1096.5600	5Φ25	5Φ25	1Φ25	-	5ø25/m @200mm +1ø25/m @1000mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1485.9900	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m @333.33mm
C-St-G	3.5m	7	M (+ve)	1063.1300	5Φ25	5Φ25	1Φ25	-	5ø25/m @200mm +1ø25/m @1000mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	3177.0800	5Φ25	5Φ25	-	12Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +12ø25/m @84mm
M-St-H	3.5m	8	M (+ve)	1059.0200	5Φ25	5Φ25	1Φ25	-	5ø25/m @200mm +1ø25/m @1000mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1488.0600	5Φ25	5Φ25	3Φ25	-	5ø25/m @200mm +3ø25/m @333.33mm	5ø25/m @200mm
C-St-I	3.5m	9	M (+ve)	1438.3800	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m @333.33mm
			M (-ve)	821.1200	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
M-St-J	3.5m	10	M (+ve)	350.4100	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	532.1200	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
C-St-K	3.5m	11	M (+ve)	1704.4900	5Φ25	5Φ25	4Φ25	-	5ø25/m @200mm +4ø25/m @250mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	906.5300	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
M-St-L	3.5m	12	M (+ve)	1873.3700	5Φ25	5Φ25	5Φ25	-	5ø25/m @200mm +5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1607.4400	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m @333.33mm
C-St-M	1.75m	13	M (+ve)	8192.1400	5Φ25	5Φ25	29Φ25	-	5ø25/m @200mm +21ø32/m @48mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	2882.5300	5Φ25	5Φ25	-	10Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +10ø25/m @100mm

Y.Y-Direction										
Width	Width	section	Mu max		شبكة التسليح		تسليح مناطق العزوم الكبيرة		Bottom As	Top As
					Bottom	Top	Bottom	Top		
				KN.m / m	Φ/m	Φ/m	Φ/B(B)	Φ/B(m)	Bars/1m width @spacing	Bars/1m width @spacing
C-St-A	1.75 m	1	M (+ve)	1257.47	5Φ25	5Φ25	2Φ25	-	5ø25/m@200mm +2ø25/m@500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1180.89	5Φ25	5Φ25		1Φ25	5ø25/m@200mm	5ø25/m @200mm +1ø25/m @500mm
M-St-B	3.5 m	2	M (+ve)	2868.80	5Φ25	5Φ25	-	10Φ25	5ø25/m@200mm +2ø32/m@500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	486.00	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m@200mm	5ø25/m @200mm
C-St-C	3.5 m	3	M (+ve)	1326.28	5Φ25	5Φ25	2Φ25	-	5ø25/m@200mm +2ø25/m@500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	2054.58	5Φ25	5Φ25	-	6Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +6ø25/m@166.7mm
M-St-D	3.5 m	4	M (+ve)	341.18	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1538.24	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm
C-St-E	3.5 m	5	M (+ve)	1045.22	5Φ25	5Φ25	1Φ25	-	5ø25/m @200mm +1ø25/m@500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1600.09	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm
M-St-F	3.5 m	6	M (+ve)	705.65	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	764.83	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm
C-St-G	3.5 m	7	M (+ve)	8194.10	5Φ25	5Φ25	21Φ32	-	5ø25/m @200mm +21ø32/m@47.6mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	37.23	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
M-St-H	3.5 m	8	M (+ve)	693.56	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	764.09	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
C-St-I	3.5 m	9	M (+ve)	1006.89	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1586.63	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm
M-St-J	3.5 m	10	M (+ve)	1539.83	5Φ25	5Φ25	-	3Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm
			M (-ve)	339.18	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
C-St-K	3.5 m	11	M (+ve)	1438.38	5Φ25	5Φ25	3Φ25	-	5ø25/m @200mm +3ø25/m@333.33mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	2064.86	5Φ25	5Φ25	-	6Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +6ø25/m@166.67mm
M-St-L	3.5 m	12	M (+ve)	485.11	5Φ25	5Φ25	-	-	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	2875.51	5Φ25	5Φ25	-	10Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +10ø25/m@100mm
C-St-M	1.75 m	13	M (+ve)	1258.16	5Φ25	5Φ25	2Φ25	-	5ø25/m @200mm +3ø25/m@500mm	5ø25/m @200mm
			M (-ve)	1187.12	5Φ25	5Φ25	-	1Φ25	5ø25/m @200mm	5ø25/m @200mm +1ø25/m@500mm

وفيما يلي سوف نبين القطاعات الهندسية للأساسات وكيف تم رص التسليح الإضافي لكل شريحة





سيتم ادراج الجسر في برنامج الروبوت ويتم تسليط قوة الاختراق للعمود الركني عليـة
ويتم التحليل وإخراج النتائج والتصميم وفقا لذلك



$$Mu = 359.71 \text{ KN.M}$$

$$Ru = \frac{359.71 \times 10^6}{400 \times (441)^2} = 4.62 MPa$$

$$\rho_{max} = 0.441 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{35}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right) = 0.0156$$

$$Ru_{max} = 0.9 \times 0.0156 \times 420 \left(1 - \frac{0.0156 \times 420}{1.7 \times 35} \right) = 5.24$$

$$Ru < Ru_{max} \quad ok$$

(Moment Risttan) العزم المقلوم

$$\phi Mu_{max} = Ru \times d^2$$

$$\phi Mn_{max} = 4.62 \times 400 \times (441)^2 \times 10^{-6} = 407.63 > Mu$$

وبتالي فإن ○

$$\rho d < \rho_{max}$$

cheak

$$\rho d = \frac{35}{420} \times (0.85 - \sqrt{(0.85)^2 - Q})$$

$$Q = \left(\frac{1.7}{0.9 \times 35} \right) \times \left(\frac{359.71 \times 10^6}{400 \times (441)^2} \right) = 0.249$$

$$\rho d = 0.0094 < \rho_{max} \quad ok$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{420} = 0.003$$

$$\rho_{min} < \rho d < \rho_{max}$$

$$As = 0.0094 \times 400 \times 441 = 1658.16 mm$$

$$nb = 5\phi 22 / 300 mm$$

$$1\phi 22 @ 80 mm$$

$$As_{prov} = 1900.66 mm > As \quad ok$$

$$b_{min} = nD + (n + 1)S + 2(\phi S) + 2(CC) < b$$

$$b_{min} = 5 \times 22 + (5 + 1) \times 25 + 2 \times 10 + 2 \times 40 = 310 < b$$

Check $\phi = 0.9$

$$\epsilon_t = \left(\frac{0.003 + \frac{420}{200000}}{\frac{0.0094}{0.0283}} \right) - 0.003 = 0.012$$

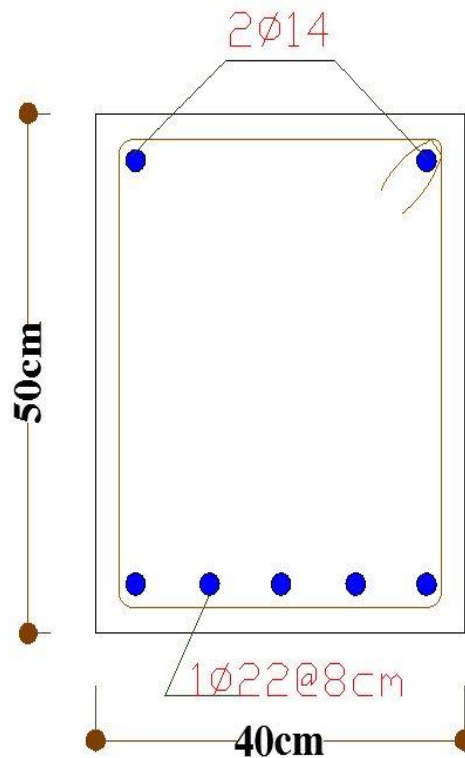
$\epsilon_t = 0.011 > 0.005$ **ok**

therefore $\phi = 0.9$ **ok**

Hanging steel bar area

$$A_s = 0.2 \times 1243.62 = 248.724 \text{ mm}^2$$

$$nb = 2\phi 14$$



Section(Beam)

ثم بحمد الله

