جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة المباني

مشروع التخرج

اسم المشروع :

تصميم الإنشائي لملتقى الشركات ورجال الأعمال

فريق العمل :

احمد إبراهيم ابولوحة احمد **محمد البابا**

فراس عثمان الاحمد غسان عزالدين احريبات

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف :

.....

توقيع اللجنة الممتحنة :

....

توقيع رئيس الدائرة :

.....

شكـــــــــر وتقديـــــــــــر

الحمد الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا **الواجب ووفقنا إلى** انجاز هذا العمل.

نتوجه بجزيل الشكر **والامتنان إلى كل من** ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز هذا العمل وفي تذليل ما واجهناه من صعوبات، **ونخص بالذكر الأستاذ المشرف م.** خليل كرامة الذي لم يبخل علينا بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عونا لنا **في** إتمام هذا **البحث.**

نتقدم بالشكر لكل من ساهم في **إنجاح** هذا البحث.

هذا ما استطيع **أن** أقوله **فكلمة الشكر لا تستدعي كلمات مركبة و إنما** بسيطة و لكن تصدر من القلب...

إهداء

إلى ينبوع العطاء الذي زرع في نفسي الطموح والمثابرة....

والدي العزيز

إلى نبع الحنان الذي لا ينضب .....

أمي الغالية

إلى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتي وشبابي.....

إخوتي وأخواتي

إلى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعهم قلبي.....

أصدقائي

إلى من لم يبخلوا علينا بعلمهم .....

أساتذتي الفاضلين

إلى من احتضنتني كل هذه السنين .....

فلسطين الحبيبة

إلى زملائي وزميلاتي في جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل

الفـــهرس

	العنوان	رقم الصفحة
	للشكر	١
	الإهداء	٢
	الفهرس	٣
	فهرس الأشكال	٥
	فهرس الجداول	٧
	الملخص	٨
	الفصـــــــل الأول	١٠
١.١	المقدمة	١١
٢.١	مشكلة البحث	١١
٣.١	أسباب اختيار المشروع	١٢
٤.١	أهداف المشروع	١٢
٥.١	المسلمات	١٢
٦.١	خطوات المشروع	١٣
٧.١	نطاق المشروع	١٣
٨.١	حدود المشروع	١٤
	الفصـــــــل الثاني: **الوصف المعماري للمشروع**	١٥
١.٢	مقدمة عن المشروع	١٦
٢.٢	لمحة تاريخية عن المشروع	١٦
٣.٢	موقع المشروع	١٧
٤.٢	وصف المساقط الأفقية للمبنى	٢١
٥.٢	وصف الواجهات	٢٩
٦.٢	وصف الحركة	٣١
	الفصـــــــل الثالث: **الوصف الإنشائي**	٣٣
١.٣	المقدمة	٣٤
٢.٣	أهداف التصميم الإنشائي	٣٤
٣.٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٣٥

٤.٣	الأحمال	٣٥
٤.٣	الاختبارات العملية	٣٨
٥.٣	العناصر الإنشائية	٣٩
	العقدات	٣٩
	الجسور	٤٢
	الأعمدة	٤٣
	الجدران الحاملة (جدران القص)	٤٣
	الأساسات	٤٤
	الأدراج	٤٦
	الجدران الإستنادية	٤٧
	رامب	٤٧
	الفصـــــــــل الرابع: تحليل وتصميم العناصر الإنشائية	٤٨
١.٤	Introduction	٤٩
٢.٤	Determination of Factored Load	٤٩
٣.٤	Design of topping	٥١
٤.٤	Design of Rib	٥٣
٥.٤	Design of Beam	71
٦.٤	Design of column	٨٥
٧.٤	Design of footing	90
٨.٤	Design of stair	99
٩.٤	Design of shear wall	108
١٠.٤	Design of basement wall	112
١١.٤	Design of strip footing	116

فهرس الأشكال

رقم الشكل	عنوان الشكل	رقم الصفحة
٢-٣-١	مخطط موقع البناء	١٧
٢-٣-٢	الموقع بالنسبة للتجمعات السكانية المحيطة	١٨
٢-٤-١	مسقط طابق التسوية الثاني	٢١
٢-٤-٢	مسقط طابق التسوية الأول	٢٢
٢-٤-٣	مسقط طابق الأرضي	٢٣
٢-٤-٤	مسقط طابق الأول	٢٤
٢-٤-٥	مسقط طابق الثاني	٢٥
٢-٤-٦	مسقط طابق الثالث	٢٦
٢-٤-٧	مسقط طابق السادس	٢٨
٢-٤-٨	مسقط طابق السابع	٢٨
٢-٥-١	الواجهة الشمالية	٢٩
٢-٥-٢	الواجهة الجنوبية	٣٠
٢-٥-٣	الواجهة الشرقية	٣٠
٢-٥-٤	الواجهة الغربية	٣١
٢-٦-١	قطاعات في عدة أماكن في المبنى	٣٢
٣-٥-١	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٤٠
٣-٥-٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٤٠
٣-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٤١
٣-٥-٤	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٤١
٣-٥-٥	أشكال الجسور الساقطة و المسحورة	٤٢
٣-٥-٦	أحد أشكال الأعمدة	٤٣
٣-٥-٧	جدار القص	٤٤
٣-٥-٨	الأساس المفرد	٤٤
٣-٥-٩	مسقط أفقي للأساسات	٤٥

٣-٥-١٠	مقطع طولي في الأساس	٤٥
٣-٥-١١	الدرج	٤٦
٣-٥-١٢	جدار استنادي	٤٧
٣-٥-١٣	رامب	٤٧
٤-٢-١	Section in ripped slab	٤٩
٤-٤-١	Structural Plane	٥٣
٤-٤-٢	Rib 1 geometry	٥٣
٤-٤-٣	Rib Section	٥٤
٤-٤-٤	loading of Rib R33	٥٤
٤-٤-٥	Moment Envelop of rib R33	٥٤
٤-٤-٦	Shear Envelop of rib R33	٥٤
٤-٤-٧	تفريد الحديد	٧٠
٤-٥-١	beam & loads	٧١
٤-٥-٢	shear and moment envelop for the beam	٧٢
٤-٥-٣	moment envelop of span 1 &4	٧٤
٤-٥-٤	moment envelop of span 2 &3	٧٦
٤-٥-٥	moment envelop of support 1 &3	٧٨
٤-٥-٦	moment envelop of support 2	٨٠
٤-٥-٧	تفريد الحديد	٨٤
٤-٦-١	Place of column C13 within the ground floor	٨٥
٤-٦-٢	Section of column (C13)	٨٩
٤-٧-١	Isolated footing	٩٢
٤-٧-٢	One way shear strength	٩٢
٤-٧-٣	Detail of isolated footing (F13)	٩٨
٤-٧-٤	Section in footing (F13)	٩٩
٤-٨-١	Direction of loading of stair	٩٩
٤-٨-٢	Detail of stair	١٠٧
٤-٩-١	Location of shear wall	١٠٨

٢-٩-٤	Shear and moment diagrams of shear wall	١٠٨
١-١٠-٤	Section of basement wall	١١٢
٢-١٠-٤	Static system	١١٣
٣-١٠-٤	Shear envelop diagram of basement wall	١١٣
٤-١٠-٤	Moment envelop diagram of basement wall	١١٣
٥-١٠-٤	Basement wall details	١١٥
١-١١-٤	Location of strip footing	١١٦

فهرس الجداول

رقم الجدول	عنوان الجدول	رقم الصفحة
١-٤-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٣٥
٢-٤-٣	الأحمال الحية	٣٦
٣-٤-٣	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٣٨
١-٢-٤	Calculations of Dead load	٥٠
١-٣-٤	Calculations of Dead load of topping	٥١
١-٥-٤	Dead load of beam	٧٣
١-٨-٤	Dead load of stair	١٠١

الملخص

الفكرة الرئيسية لهذا المشروع هو تحليل وتصميم المنظومة الإنشائية لمشروع ملتقى الشركات ورجال الأعمال ، كما سيتم - بإذن ا - دراسة جميع العناصر الإنشائية ،والتحضير لجميع الرسومات اللازمة لتنفيذ المشروع .

يتكون المشروع من خمسة عشر طابقا ، تحتوي على العديد من الخدمات والأدوات اللازمة لخدمة رجال الأعمال والساكنين في المبنى ،عدا عن احتوائه لمواقف للسيارات وقاعة محاضرات ، حيث تم التصميم وفق التصميم المعماري الحديث .

يتميز المشروع باختلاف أبعاده من طابق لآخر ،مما شكل تنوع في مساحة كل طابق

كما يجدر بالذكر أننا سنقوم بالتصميم على أساس الكود الأمريكي للأحمال،وانه سيتم استخدام كافة البرامج اللازمة لتحقيق الهدف الإنشائي .

Abstract

The main idea of this project is analysis and design of all structural system of the Company Forum project , we will study and design all of structural element and the preparation of all drawings , that needs to execute project.

The project consists of fifteen floors, and contains a lot of services needed by business men and occupant's , this project designed according to modern architectural system.

The area of stories vary from one floor to another .

We will design according to ACI load code , and use as many as needed programs for structural design.

الفصل الأول

١

١-١ المقدمـــــــــــــــــة

١-٢ مشكلة البحث (المشروع)

١-٣ أسباب اختيـــار المشروع

١-٤ أهداف المشـــــــــــروع

١-٥ المسلمات

١-٦ خطوات المشـــــــروع

١-٧ نطاق المشـــــــروع

١-٨ حدود المشـــــــروع

١-١ المقدمة :

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها, حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة, أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه , إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا , ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا , ومن الشعلة ضوءا يستنار به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان, أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا , وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة , ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر, وقد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام, حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد, وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط, وبعده تم بناء المدارس والأكاديميات التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعسكرية العليا .

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء ملتقى رجل الأعمال في مدينة الخليل تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المكاتب والشركات الحديثة الحديثة؛ فهي تشتمل على مجموعة من المكاتب و قاعة متعددة الأغراض وقاعات انتظار وغرف سكنية للموظفين وغيرها من الخدمات

١-٢ مشكلة البحث :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة لمبنى ملتقى رجل الأعمال الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث, حيث يتضمن المشروع التصميم

الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر .

١-٣ أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

١-٤ أهداف المشروع :

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

١. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

١-٥ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-02) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, staad pro, safe, etabs)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١-٦ خطوات المشروع :

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.

٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني فيعمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.

٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.

٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

١-٧ خطاق المشروع :

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- عرض المشروع للمناقشة.

١-٨ حدود المشروع :

يقتصر هذا المشروع على التصميم الإنشائي للمبنى لكافة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، حيث سيتم العمل بالمشروع خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية ٢٠١٤- ٢٠١٥م من خلال مساق مقدمة مشروع التخرج خلال الفصل الثاني، ومساق مشروع التخرج خلال الفصل الدرلسي الأول.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

٢-١ مقدمة.

٢-٢ لمحة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٢-٥ وصف الواجهات.

٢-٦ وصف الحركة.

٢-١ مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشا لأجلها . ومن أهم ميزات الشركات والمكاتب الإدارية توفير الراحة النفسية لدى الموظفين بالإضافة إلى توفير عدد من الخدمات الرئيسية مثل توفير القاعات الاجتماعات وغرف انتظار ذات المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغ الإنشائي وهي بحاجة إلى توفير التهوية والإضاءة المناسبة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ،ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

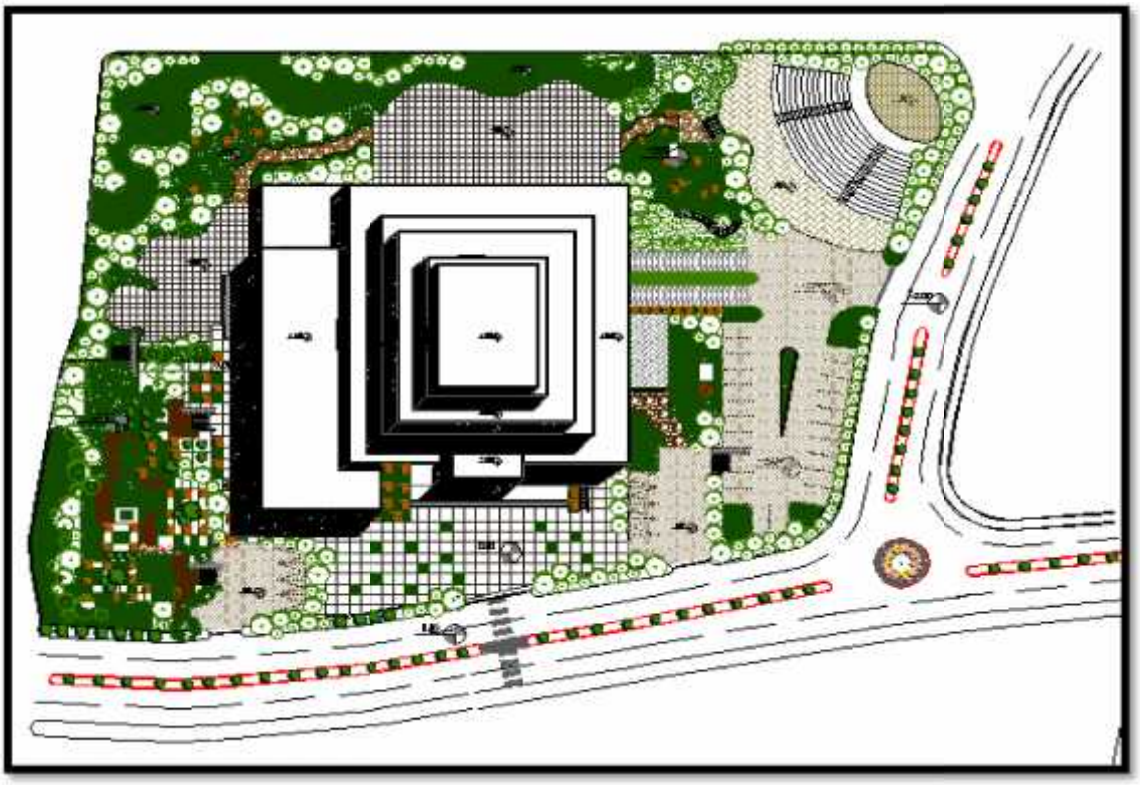
وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

٢-٢ لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء ملتقى رجل الأعمال في مدينة الخليل تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المكاتب والشركات الحديثة الحديثة؛ فهي تشتمل على مجموعة من المكاتب و قاعة متعددة الأغراض وقاعات انتظار وغرف سكنية للموظفين وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها، والمشروع من إعداد المهندستين محمد زهيرة شاهين و لبنى جبرين ، بإشراف المهندس بدر عطاونة .يتكون المبنى من عشرة طوابق على قطعة أرض مساحتها ١٤٤١٦ متر مربع ، ومساحة البناء ١٧٤٢٧ متر مربع .

٢-٣ موقع المشروع

تقع الأرض المقترحة في مدينة خليل الرحمن ، بالقرب من منطقة رأس الجورة ، مقابل دائرة السير ، وهي قريبة من مدخل المدينة وتقع على شارع رئيسي وهو شارع دائرة السير ، حيث تبعد عن مركز المدينة قطريا حوالي ٣.٥ كم، وعن الشارع الالتفافي ١ كم ، وعن منطقة حي عين سارة تبعد ١ كم أيضاً ، أما عن مدخل المدينة الغربي فتبعد عنها ٤ كم ، وهذا إن دل إنما يدل على سهولة الوصول للموقع من مناطق مختلفة للمدينة.



شكل(٢-٣-١) يبين مخطط موقع البناء

شكل (٢-٣-٢)الموقع بالنسبة للتجمعات السكانية المحيطة.

المصدر: (الباحثون)

أسباب اختيار الموقع

تم اختيار هذا الموقع لعدة أسباب منها:

١. وقوع الأرض داخل المدينة أو بجوار الاستثمارات ، بحيث تكون قريبة من مركز المدينة
٢. يتميز الموقع بإمكانية الوصول السهل إليه وبكل وسائل النقل الخاص والعام.
٣. قلة الازدحام المرورية **في المنطقة بالمقارنة بالمناطق المجاورة** وذلك لتسهيل دخول رجال الأعمال والمستخدمين والزوار للمكان.
٤. مراعاة إمكانية التوسع المستقبلي للمشروع .
٥. وجود حركة سير عامة تؤدي إلى المنشأة ، وموقف السيارات .
٦. توفير كافة الخدمات الضرورية وتوزيعها بشكل يناسب احتياجات المشروع.
٧. ابتعادها عن التجمعات السكنية والأماكن المأهولة بالسكان .

يتم الوصول إلى قطعة الأرض المقترحة بطريقين:

١. طريق عين سارة مروراً برأس الجورة حتى نصل إلى شارع دائرة السير ، وهو يعيد الطريق الأقرب للوصول للمنطقة من مركز المدينة.
٢. طريق واد التفاح وصولاً إلى شارع السلام ومنه إلى شارع الجامعة حتى الوصول إلى شارع دائرة السير وتعد هذه الطريق أطول من سابقتها.

حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

حركة الشمس: في فصل الشتاء تكون زاوية الشمس منخفضة بحيث تصل إلى **٣٥ درجة مما** يسمح بولوج أشعة الشمس بشكل أعمق داخل الفراغات . أما في فصل الصيف فتكون أحلى ما يمكن حتى تصل إلى **٨٢ درجة.** فيراعى عند التصميم هذه الزوايا من حيث ضرورة حجب أشعة **الشمس المباشرة بوضع كاسرات للشمس.**

حركة الرياح : **في فصل** الشتاء يكون هناك رياح مرافقة للمنخفضات الجوية وهبوب رياح جنوبية غربية عاصفة ممطرة في الغالب ، أما النوع الأخر فهي رياح تعقب المنخفضات الجوية وهي رياح شمالية غربية باردة تعمل على تصفية الجو، وأخر نوع من الرياح التي تهب في فصل الشتاء هي الرياح الشرقية ، وهي تهب قبل مرور قبل مرور المنخفضات الجوية التي تتركز في شرق حوض البحر الأبيض المتوسط، وهي باردة جافة لقدومها من المناطق الشرقية **الباردة.**

أما في فصل الصيف فتهب الرياح الغربية والشمالية الغربية أغلبها تهب على شكل أنسمة بحرية قادمة نهارا من البحر المتوسط ، وهي تلطف حرارة شهور الصيف لا سيما في المناطق الجبلية ، أما النوع الأخر فهي الرياح الشرقية والشمالية الشرقية وتعتبر جزءاً من الرياح الموسمية وهي جافة وحارة نسبياً وتهب خلال أواخر الصيف ، أما الرياح الخماسينية فهي تهب من المناطق الجنوبية وتكون حارة جافة محملة بالغبار في الصيف .

العناصر المعمارية

٢-٤ وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة لهذا المبنى ١٧٤٢٧م^{٢} .

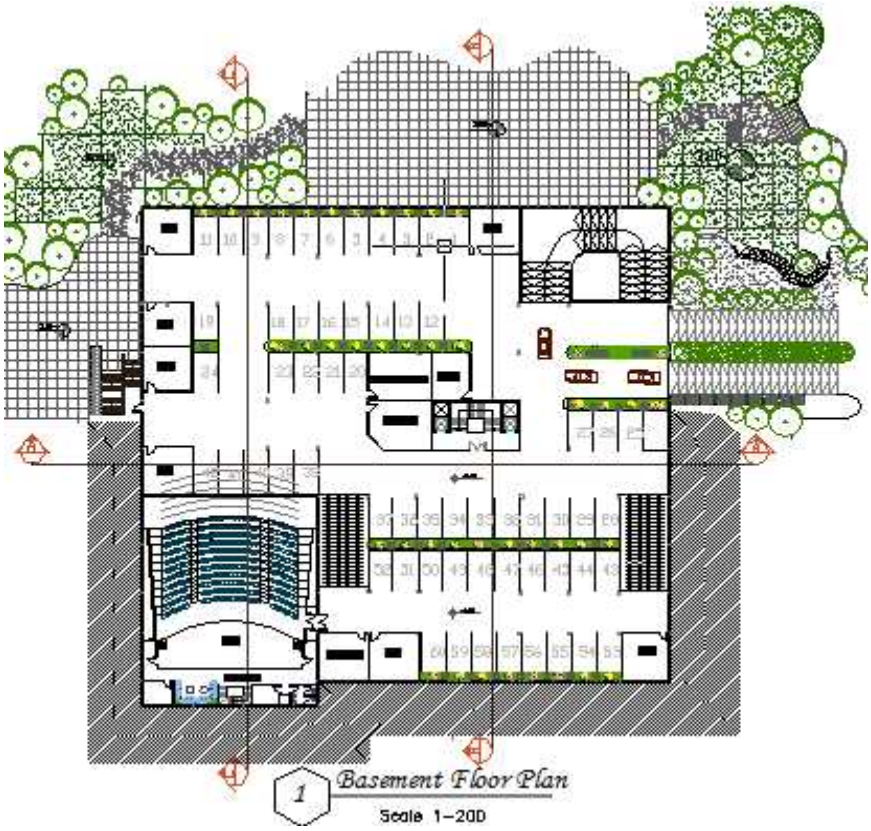
طابق التسوية الثاني :

تبلغ مساحة هذا الطابق ٣٨٢٧ م^{٢} ذات منسوبين (-٧.٤١ ، -٥.٨٦) **متر من سطح الأرض** وهو عبارة عن موقف سيارات ، يمتاز بسهولة حركة السيارات بداخله وكذلك سهولة الانتقال من طابق التسوية الثاني إلى الأول ، و مساحة اصطفاف مناسبة لكل مركبة، وتوفير عدد كافي من مواقف السيارات.

الشكل(٢-٤-١)**مسقط** طابق التسوية الثاني

طابق التسوية الأول :

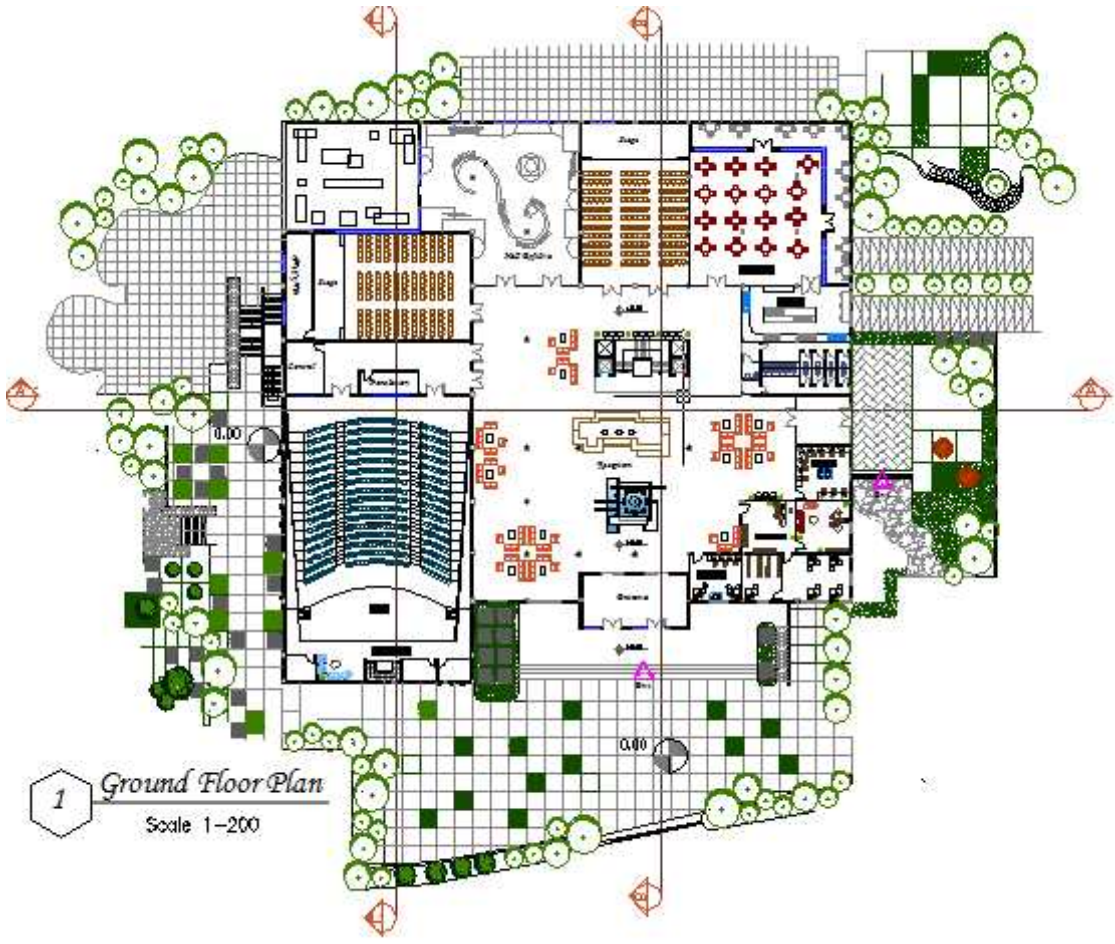
تبلغ مساحة هذا الطابق **٣٨٢٧ م٢** ذات منسوبين (-٤.١٦ ، -٢.٦١) **متر من سطح الأرض** وهو عبارة عن موقف سيارات ، يمتاز بسهولة حركة السيارات بداخله وكذلك سهولة الانتقال من طابق التسوية الثاني إلى الأول ، و مساحة اصطفاف مناسبة لكل مركبة، وتوفير عدد كافي من مواقف السيارات، ويحتوي هذا الطابق على مدخل ومخرج موقف السيارات.



الشكل(٢-٤-٢) مسقط طابق التسوية الأول

الطابق الأرضي:

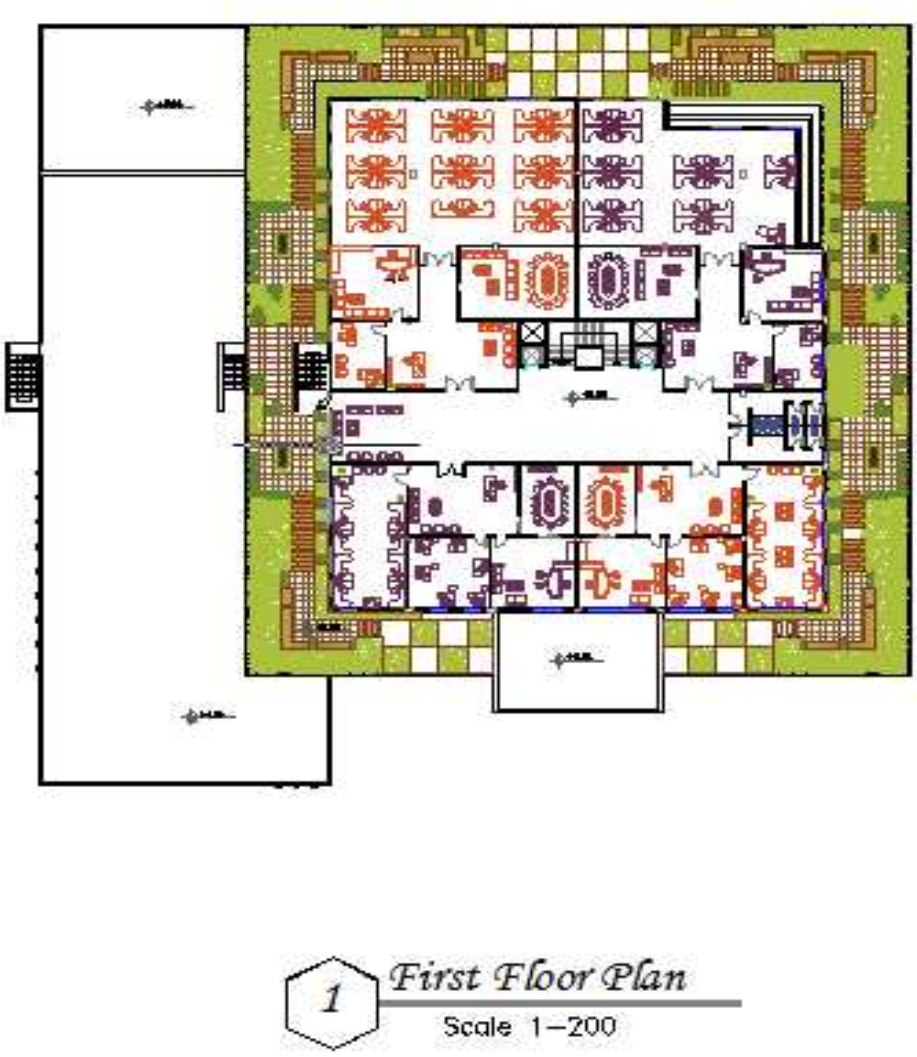
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق٣٣٣٨م^{2}منسوب هذاالطابق ٠.٦٤ متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: قاعة استقبال حيث تبلغ مساحتها مساحة ثلث الطابق تقريبا، مطعم ، معرض، قاعتين (Conference Hall) ، ومدرج ، وغرفة امن .



للشكل(٢-٤-٣)مسقط الطابق الأرضي

الطابق الأول :

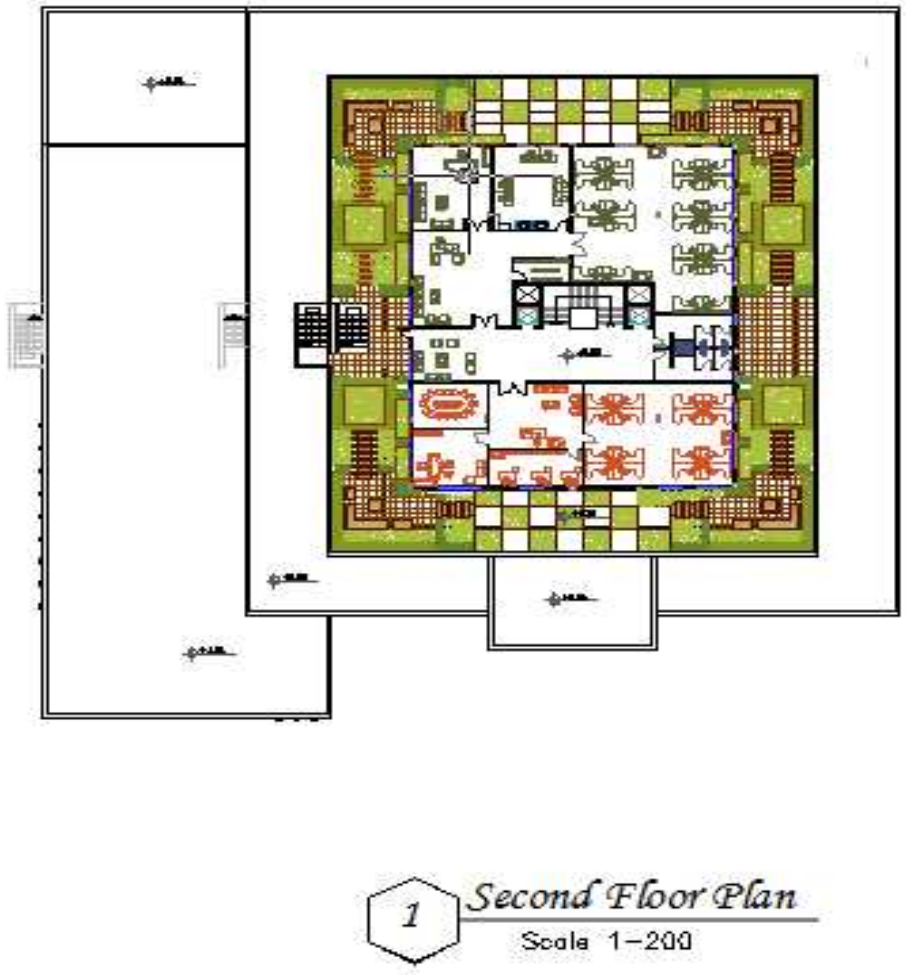
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٤٨٥م^{٢}منسوب هذاالطابق ٥.٨٩ متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات.



للشكل(٢-٤-٤)مسقط الطابق الأول

الطابق الثاني:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٧٤١م^{٢} منسوب هذاالطابق ٩.٣٩ **متر من سطح الأرض** ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:**شركات** تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات.



الشكل(٢-٤-٥)مسقط الطابق الثاني

الطابق الثالث:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق١١٠٦م^{2}منسوب هذاالطابق ١٢.٦٤ متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات ومن الملاحظ ان مساحة هذا الطابق اكبر من الطابق السابق ، وهذا يعني انه يوجد مساحات طائرة.

للشكل(٢-٤-٦)مسقط الطابق الثالث

الطابق الرابع :

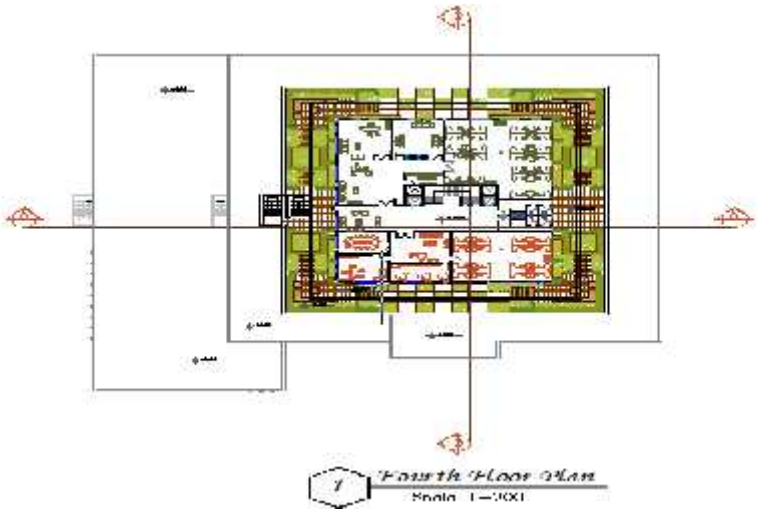
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق٧٤١م٢منسوب هذاالطابق ١٥.٨٩ متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات ، وهذا الطابق مشابه للطابق الثاني.

الطابق الخامس:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق١١٠٦م٢منسوب هذاالطابق ١٩.١٤متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات ومن الملاحظ أن مساحة هذا الطابق اكبر من الطابق السابق ، وهذا يعني انه يوجد مساحات طائرة، وهذا الطابق يشبه الطابق الثالث.

الطابق السادس :

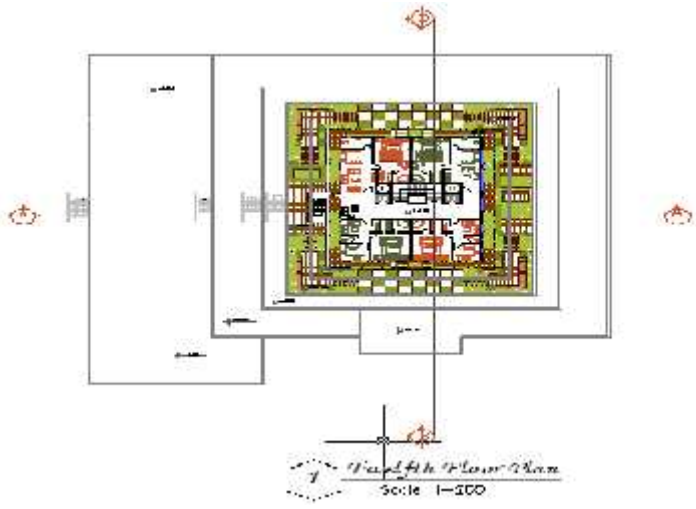
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق٧٤١م٢منسوب هذاالطابق ٢٢.٣٩ متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل:شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات ، وهذا الطابق مشابه للطابق الثاني و الرابع .



الشكل(٢-٤-٧)مسقط الطابق السادس

الطابق السابع :

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق٤١٥م^{٢}منسوب هذاالطابق ٢٥.٦٤ متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: غرف سكنية خاصة بالموظفين .

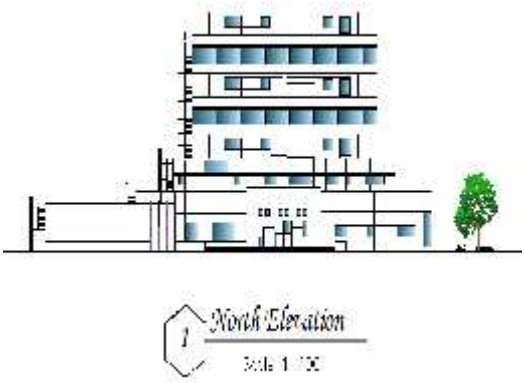


الشكل(٢-٤-٨)مسقط الطابق السابع

٢-٥ وصف الواجهات :

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

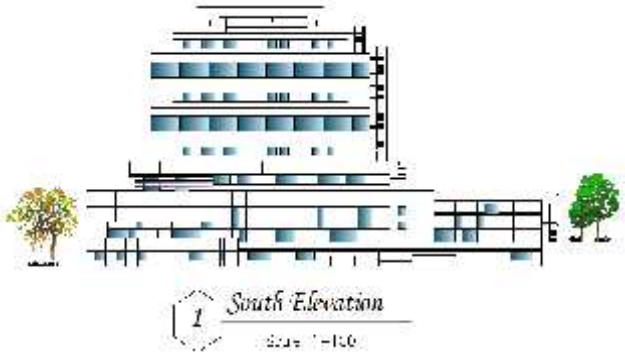
- **الواجهة الشمالية**



الشكل(٢-٥-١)الواجهة الشمالية.

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها **فراغات المبنى**. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود **التداخل في** الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

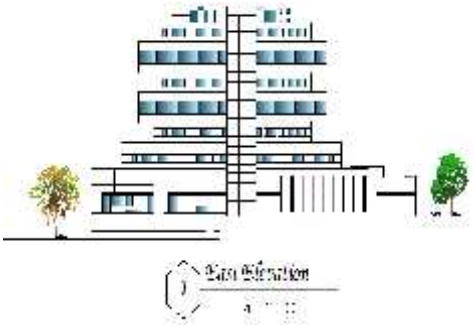
- **الواجهة الجنوبية:**



الشكل(٢-٥-٢) الواجهة الجنوبية

لاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي **الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات** المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات، ويظهر في هذه الواجهة التراجعات الأفقية في المبنى.

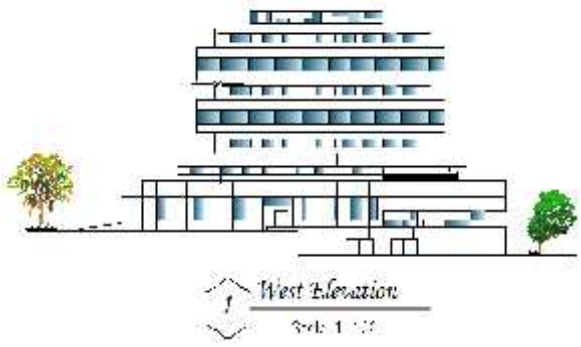
- **الواجهةالشرقية:**



الشكل(٢-٥-٣) الواجهة الشرقية

تناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الجنوبية مع عدم توحد في المناسيب ، وتناظر غيرها من الواجهات في إظهار التراجعات الأفقية.

- **الواجهة الغربية:**



الشكل (٢-٥-٤) الواجهة الغربية

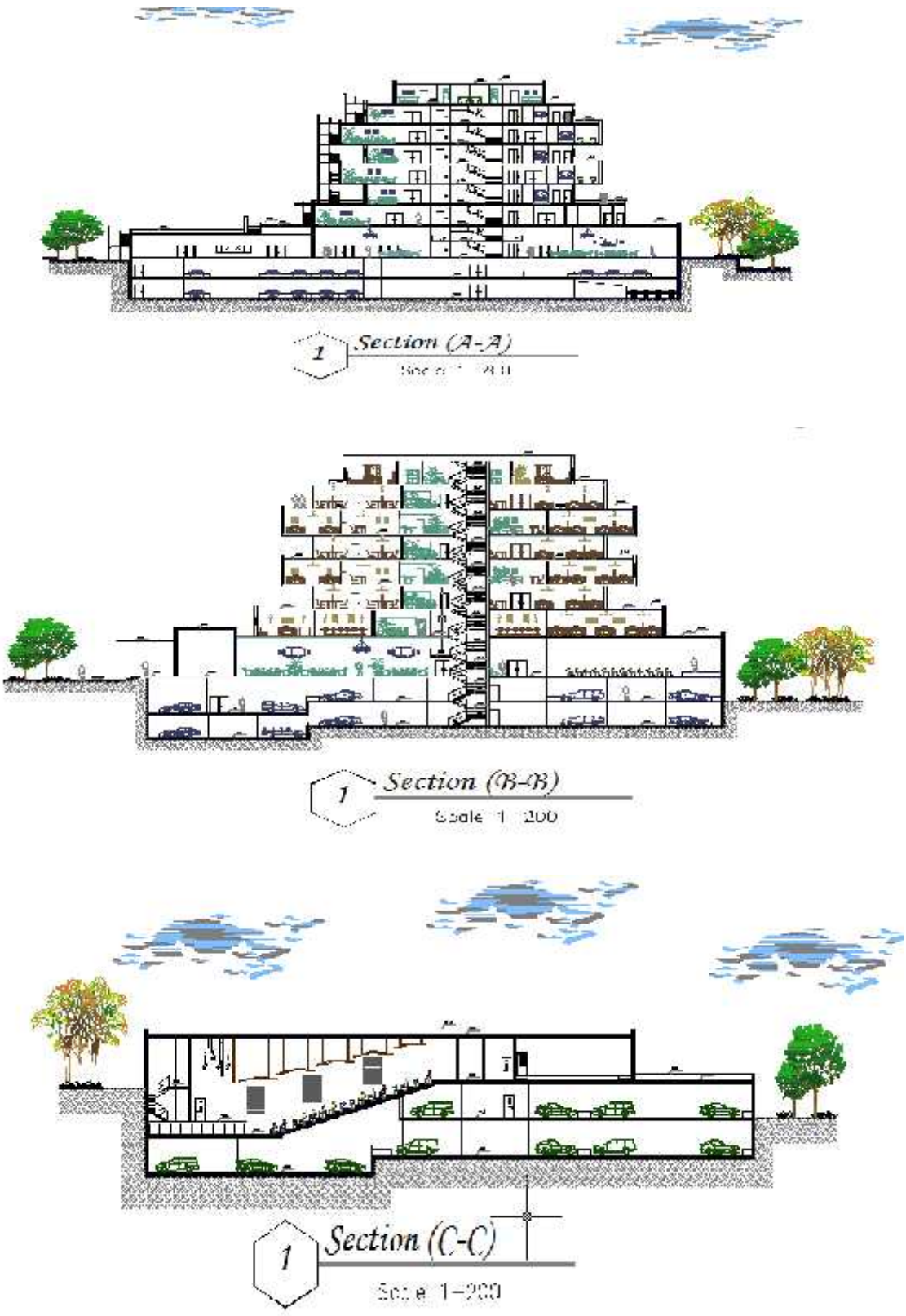
تناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الشمالية مع عدم توحد في المناسيب ، وتناظر غيرها من الواجهات في إظهار التراجعات الأفقية.

٢-٦ وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين: **مكان مخصص لدخول** السيارات للموقف ومكان لدخول الموظفين والمراجعين ، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة .

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشيا مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للكافتريا **والاستقبال والمعارض . وكذلك الأمر بالنسبة للمدرج** . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .



للشكل(٢-٦-١) قطاعات في عدة أماكن في المبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

٣-١ المقدمة

٣-٢ أهداف التصميم الإنشائي

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

٣-٤ الأحمال و تصنيفها

٣-٥ الاختبارات العملية

٣-٦ العناصر الإنشائية

القدلت

الجسور

الأعمدة

الجدران الحاملة (جدران القص)

الأساسات

الأدراج

الجدران الإستنادية

٣-١مقدمة

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزء لا يتجزأ منه . **فبعد التجول الموجز في الجانب المعماري لملقى رجل الأعمال** ، و التعرف عليه مقتضياته الجمالية ، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة السلامة و الأمان .

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليهاو بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٣-٢ أهداف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- **الأمان** (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- **التكلفة** (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله وعن طريق اختيار أسهل طريقة للتنفيذ.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) **و تجنب التشققات** (Cracks) **التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب**.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٤ الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

- **الأحمال الميتة**

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-٤-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	٥
5	القصارة	٢٣
6	الرمل	١٦

- **الأحمال الحية**

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، او استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات،والمكاتب والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٤-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	الفنادق	2.5
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
٧	مباني تجارية (مكاتب)	٢

- **الأحمال البيئية**

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

أحمال الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة **إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة** إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الأمريكي (UBC) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح **بمقدار** (0.4 KN/m^2) **حسب الكود الأردني.**

أحمال الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

وبما ان المبنى يقع في مدينة الخليل وهي منطقة مرتفعة (**منطقة نمرة**) التي يبلغ ارتفاعها تقريبا ١٠٠٠ م فاننا سنأخذ بعين الاعتبار احمال الثلوج ضمن الاحمال **المؤثرة على المبنى** .

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٤-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 7400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

أحمال الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم.

٣-٤ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بهاجميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة(Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي 48 كغم/سم^{٣}.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض ، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة ، منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

- **العقدات**

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخراسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

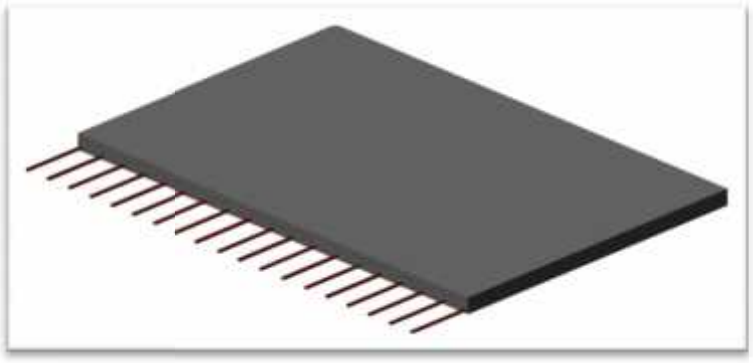
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

- **العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):**

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا **للسماكة المنخفضة**، وتم استخدامها في عقده البئر **كما في الشكل (٣-٥-١):**

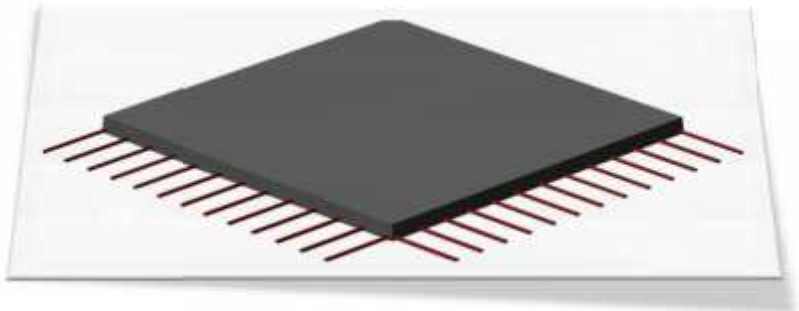


الشكل (٣-٥-١): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- **العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :**

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين

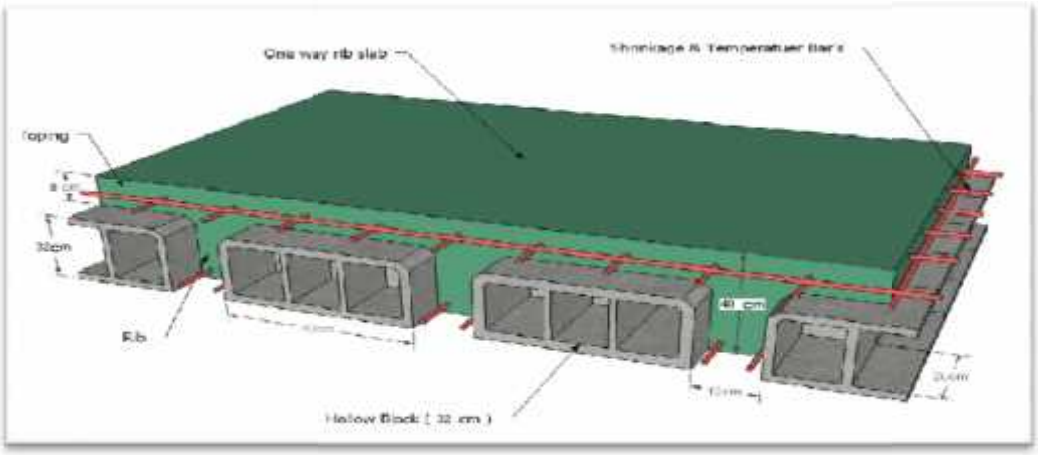
موضحه في الشكل (٣-٥-٢):



الشكل (٣-٥-٢): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

- **عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):**

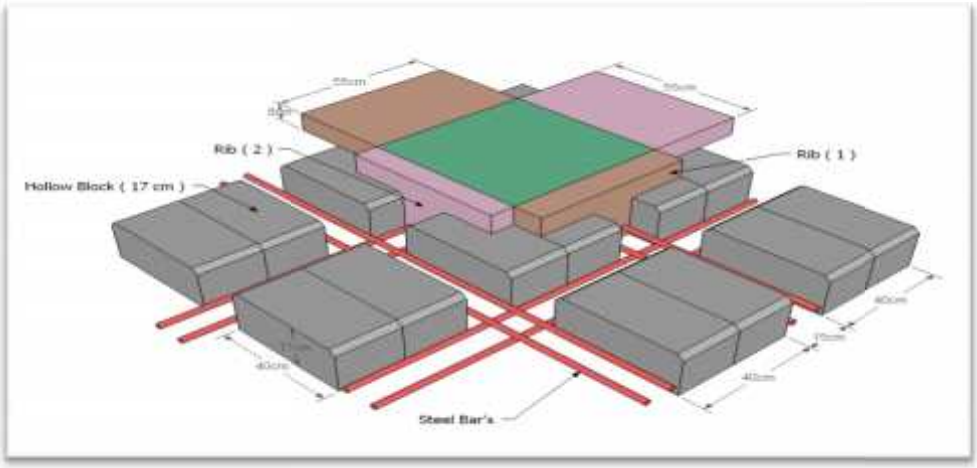
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليهالعصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل **(٣-٥-٣)**



الشكل (٣-٥-٣): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

- **عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):**

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، **كما** يظهر في الشكل**(٣-٥-٤)**:



الشكل (٣-٥-٤): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

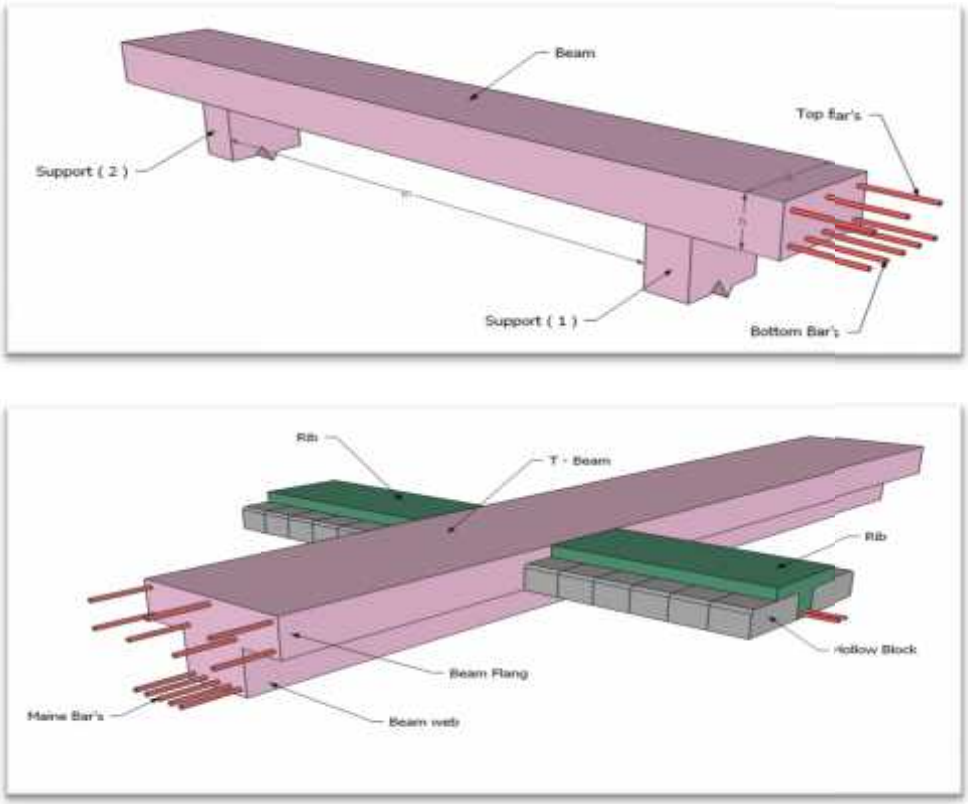
- **الجسور :**

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين

١.**جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢. **والجسور المدلاه** "Dropped Beams" وهيالتي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم **إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين** السفلي (Down Stand Beam) **أو العلوي** (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section , L –section .

ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن **الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى** مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

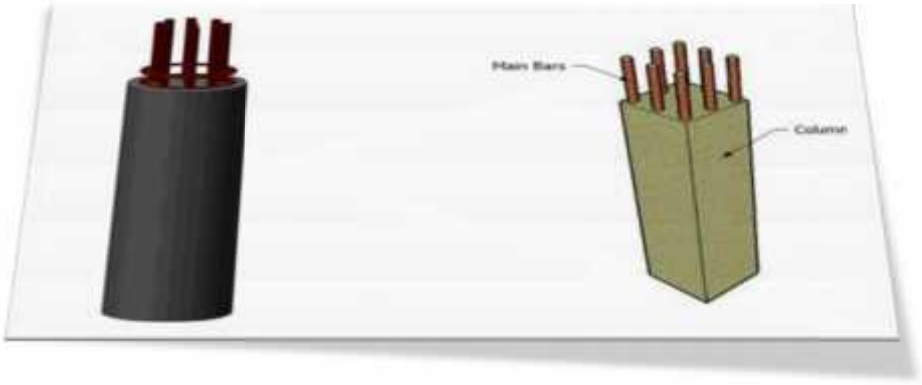


الشكل (٣-٥-٥) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

- **الأعمدة:**

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي **عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى.** لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



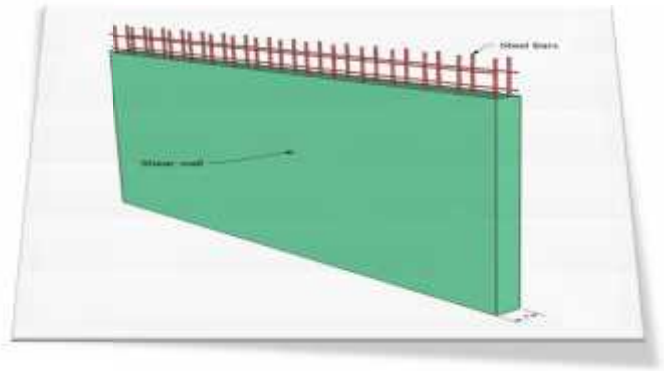
الشكل (٣-٥-٦): أحد أشكال الأعمدة.

- **الجدران الحاملة (جدران القص):**

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall).

وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. **وقد تم** تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت **الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل** الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية (الرياح والزلازل) التي يتعرض لها المنشأ.

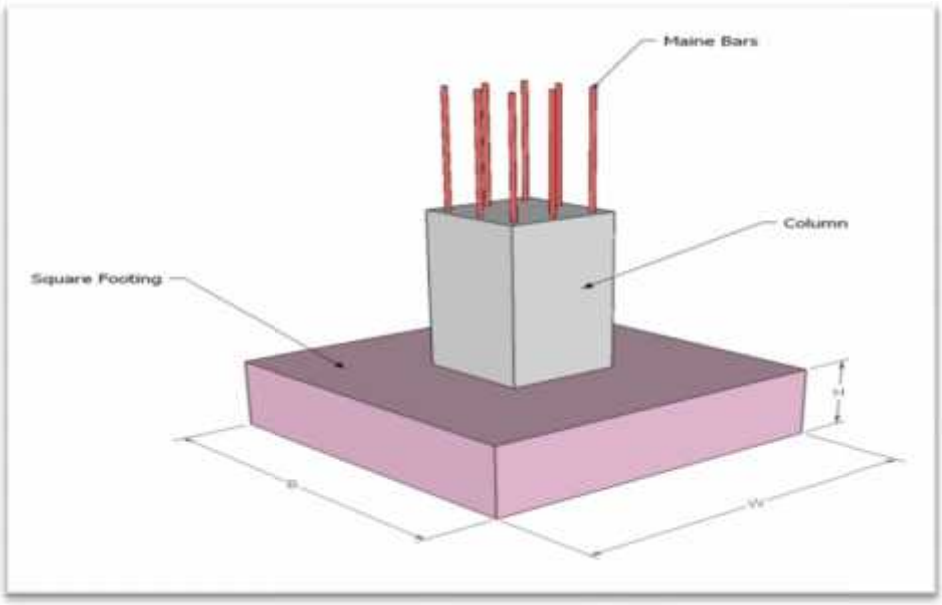
ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٣-٥-٧): جدار القص

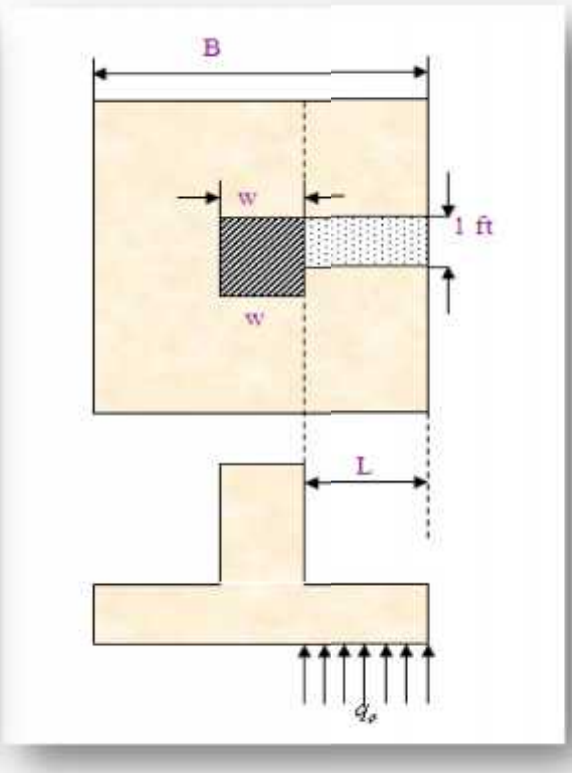
- **الأساسات**:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

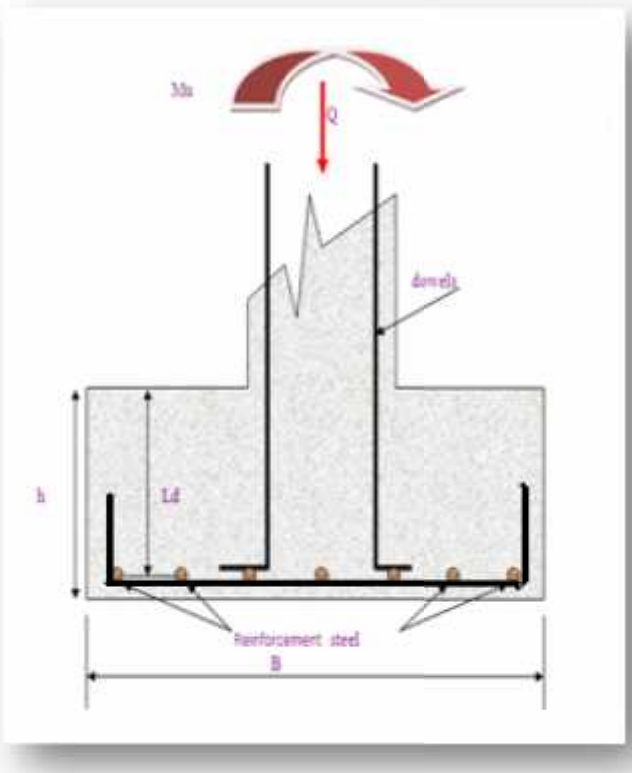


الشكل (٣-٥-٨) : الأساس المفرد

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع **استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل** أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (٣-٥-٩) مسقط أفقي للأساسات

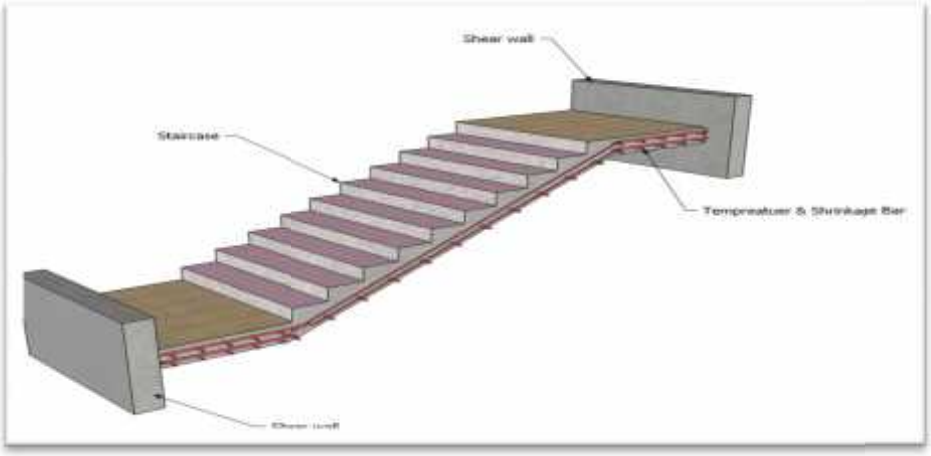


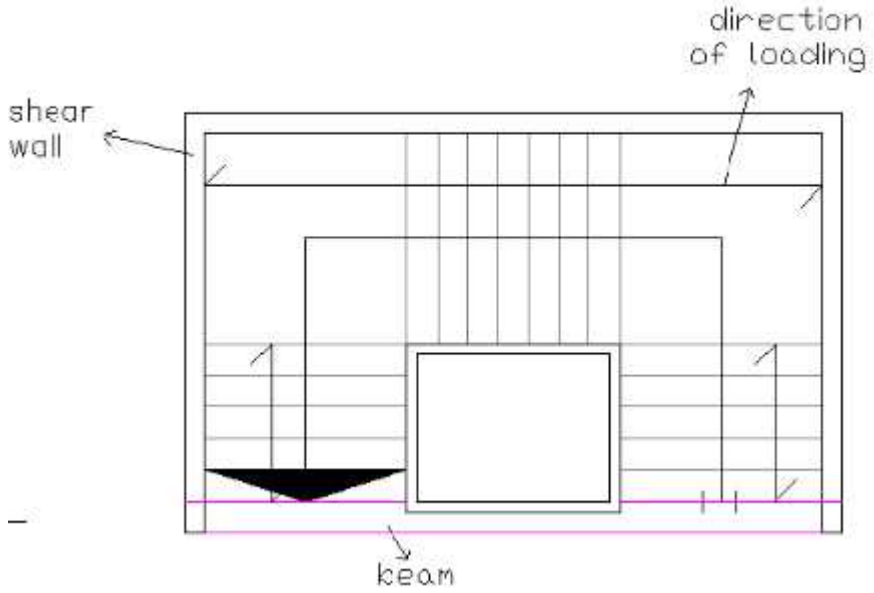
الشكل رقم(٣-٥-١٠) مقطع طولي في الأساس

في الشكلين **(٣-٥-٩) (٣-٥-١٠)** يوضحان كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس

- **الأدراج :**

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على **أرجاء المشروع** ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .





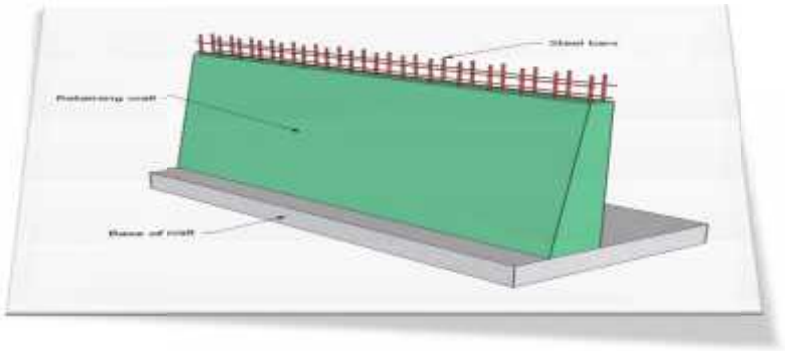
الشكل (٣-٥-١١): تحميل **الدرج في المشروع** .

- **الجدران الإستنادية .**

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

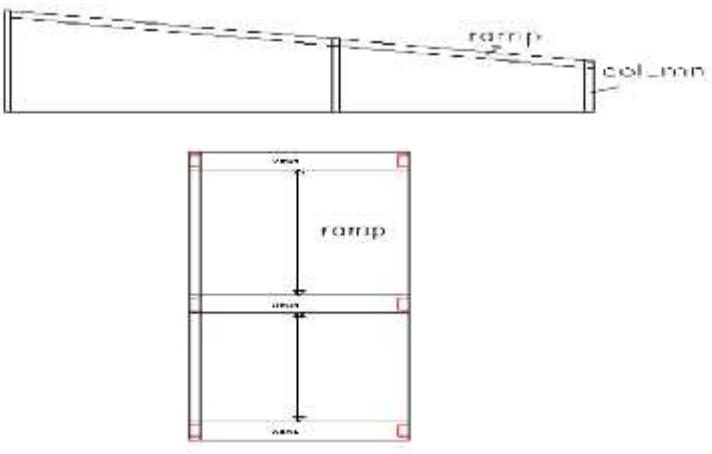
بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣-٥-١٢)جدار استنادي

- **الرامب.**



الشكل (٣-٥-١٣) رامب

Chapter 4

4 Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Factored Load

4-3 Design of topping.

4-4 Design of Rib.

4-5 Design of Beam.

4-6 Design of Column.

4-7 Design of Footing.

4-8 Design of Stair.

4-9 Design of Shear wall.

4-10 Design of Basement Wall

4-11 Design of Strip footing.

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much computer software such as “ATIR” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it.

4.2 Determination of factored Load

- **Determination of Dead load**

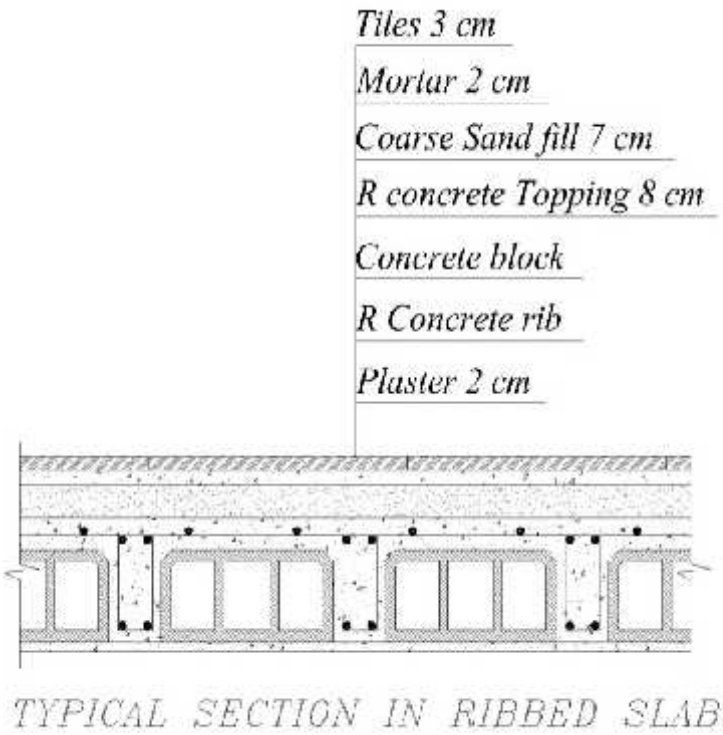


Figure (4-2-1)**: Section in rib slab**

Table (4-2-1) calculation of dead load

Material	Calculation	kN/m / rib
Tiles	0.03×0.54×23	0.7
Mortar	0.02×0.54×22	0.24
Coarse Sand Fill	0.07×0.54×16	0.6
Topping	0.08×0.54×25	1.08
Block	0.27×0.40×5	0.54
Concrete Rib	0.27×0.14×25	0.95
Plaster	0.02×0.54×22	0.2376
Partitions	1.5×0.54	0.81

Nominal Total Dead Load = 5.91kN/m of rib

Nominal Total live load = 2.5 * 0.54 = 1.35 kN/m of rib

- **Determination of factored dead & live load**

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.91= 7.1 KN/mof rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2 = 3.2 KN/mof rib.

4.3 Design of Topping:

dead load :

Table (4-3-1) calculation of dead load of topping

Material	Calculation	kN/m / rib
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.02×22×1	0.44
Coarse Sand Fill	0.07×16×1	1.22
Topping	0.08×25×1	2
Partitions	1.5×1	1.5

Used fy = 420 MPa & fc' = 24MPa

Dead load of topping = 5.75 KN/m

Live Load = 2.0*1=2.0 KN/m.

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.75 + 1.6 * 2 = 10.1 KN/m^2. (Total Factored Load)

- **Design of shear for Topping :**

$$Vu = \frac{w_u \times l}{2} = \frac{10.1 \times 0.4}{2} = 2.2kN$$

$$\Phi \times \text{Vc} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 \times 10^{-6} = 48kN > 2.02kN$$

No shear reinforcement is required.

- **Design of bending for Topping :**

$$Mu = \frac{w_u \times l^2}{12} = \frac{10.1 \times (0.4)^2}{12} = 0.135 kN.m$$

$$Mn = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19 kN.m .$$

$$¤ \times Mn = 0.55 * 2.19 = 1.207 kN.m.$$

$$¤ \times Mn = 1.204 kN.m > Mu = 0.135 kN.m.$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided for exposed slabs.

$$° = 0.0018$$

$$As_{\min} = ° \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

Use 1Φ8/30 cm , with $As = 167$ mm^2/1m in both directions.

$$As = 167 mm^2 / m > As_{\min} = 144 mm^2 \qquad Ok$$

4.4 Design of Rib (R33) at sixth slab:

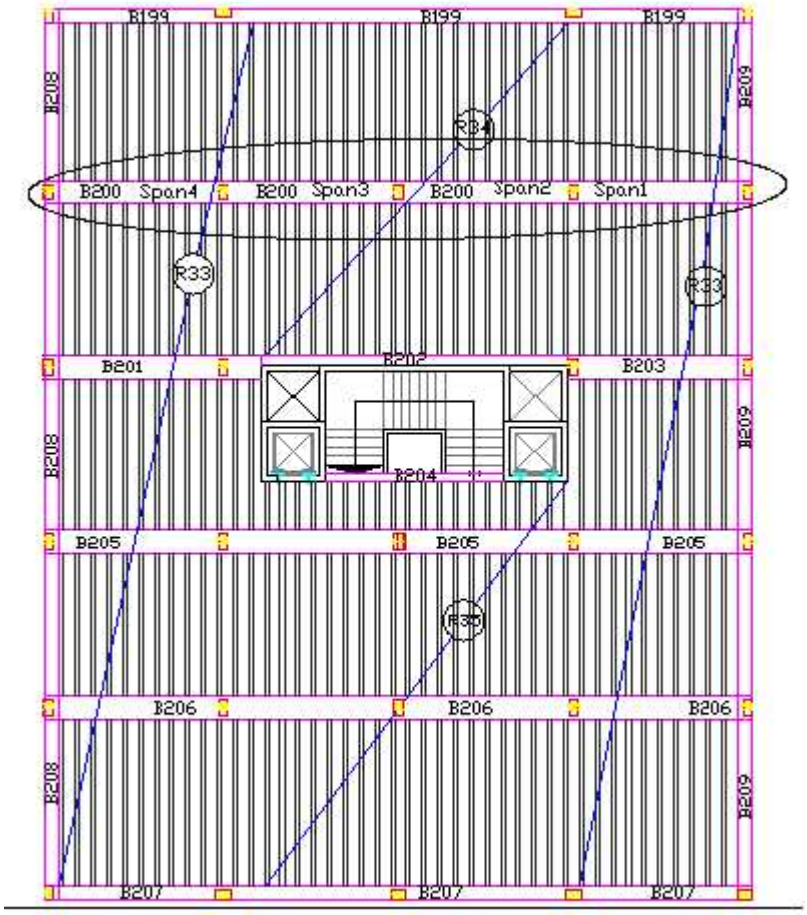


Figure (4-4-1): Structural Plane

Using "**Atir**" software for the following values of the envelope moment and shear diagram:

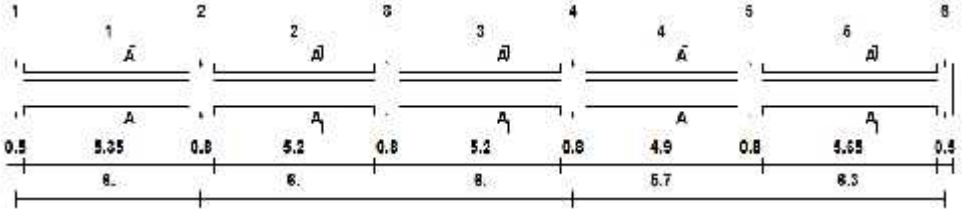


Figure (4-4-2): Rib 33 geometry.

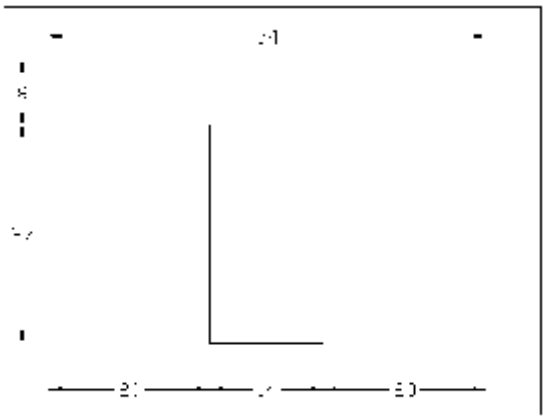


Figure (4-4-3) : Rib Section

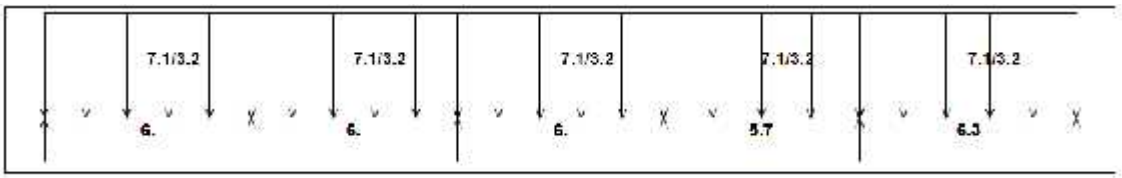


Figure (4-4-4) : loading of Rib R33

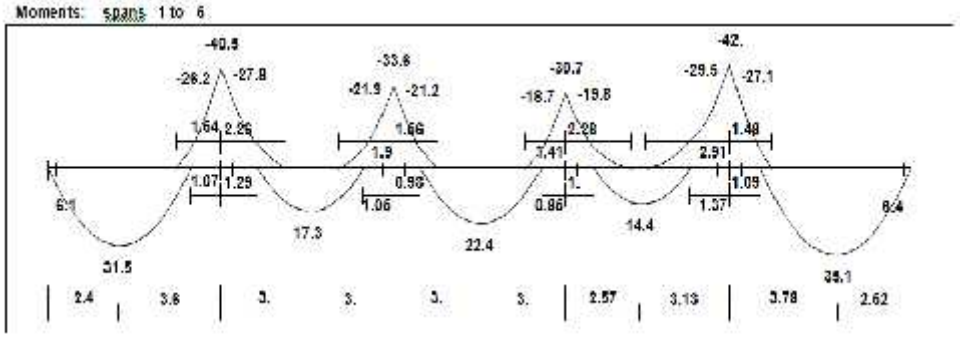


Figure (4-4-5) : Moment Envelop of rib R33.

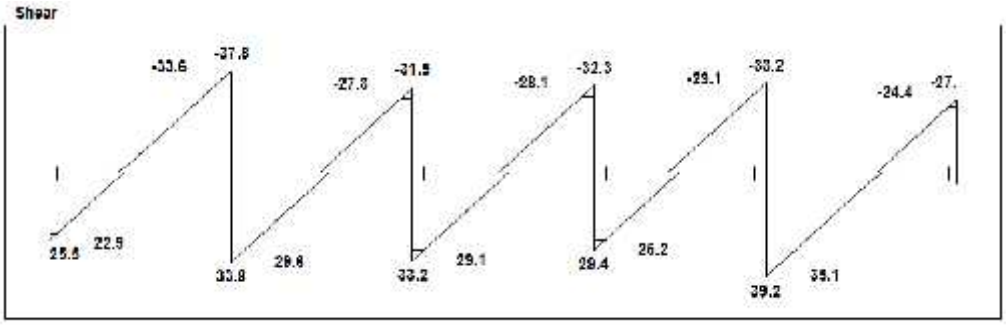


Figure (4-4-6) : Shear Envelop of rib R33.

- **Effective Flange width (b_E)**

b_E For T- section is the smallest of the following:

b_E = L / 4 = 4900/ 4 = 122.5 cm

$b_E = b_w + 16$ t = 14 + 16 (8) = 142 cm

Control ……. 54cm

$bw = 14cm, h = 35cm$

$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316mm$

Check rectangular section or T-section

$bw = 12cm, h = 35cm$

$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316mm$

Mu_{max} = 31.5 KN .m

$Mn_f = 0.85 * fc * bf * tf * \left(d - \frac{tf}{2}\right)$

$Mn_f = 0.85 * 24 * 540 * 80 * \left(316 - \frac{80}{2}\right)$ = 243.233KN .m

$\Phi Mn_f = 0.9 * 243.233 = 218.9KN .m >> Mu_{max}$

rectangular section

- **Design of Positive moment of rib 33:**

- **Design of Span (1) :**

Mu = 31.5 KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{31.5\times10^6}{0.9}}{540\times316^2} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ ……the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(0.65)}{412}}\right) = 0.0016$$

A req = ρ * b * d = 0.0016 *540* 316 = 273mm²

Use2Φ 14……. # of bar = $\frac{273}{154}$ = 1.77

Note $A_{\Phi14}$ = 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2*154 = 307.8mm^2$

$307.8\,mm^2 > As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8*412 = 0.85*24*540*a$

$a = 11.5mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{11.5}{0.85} = 13.5mm$

$£_s = \frac{316\times 0.003}{10.53} - 0.003$

$£_s = 0.067 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of Span (2) :**

Mu = 17.3 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{17.3\times 10^6}{0.9}}{540\times 316^2}$ = 0.356 MPa

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ …….the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(0.356)}{412}}) = 0.0008$

A req = ρ * b * d = 0.0008 *540* 316 = 136.5mm²

Use2Φ 10……. # of bar = $\frac{136.5}{88}$ = 1.55

Note $A_{\Phi 10}$ = 88mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s provided = 2*88 = 157 mm^2$

$157\, mm^2 > As_{\min} = 150 mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*412 = 0.85*24*540*a$

$a = 5.87mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{5.87}{0.85} = 6.9mm$

$£_s = \frac{316\times 0.003}{6.9} - 0.003$

$£_s = 0.134 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of Span (3) :**

Mu = 22.4 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{22.4\times 10^6}{0.9}}{540\times 316^2}$ = 0.462 MPa

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ ……the larger is control

$As_{\min} = 150 mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(0.462)}{412}}\right) = 0.0011$$

A req = ρ * b * d = 0.0011 *540* 316 = 187.7mm²

Use2Φ 12……. # of bar = $\frac{187.7}{113}$ = 1.66

Note $A_{\Phi 10}$ = 113mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2 * 113 = 226.2mm^2$

$226.2\,mm^2 > As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$226.2 * 412 = 0.85 * 24 * 540 * a$$

$$a = 8.46mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{8.46}{0.85} = 9.95mm$$

$$£_s = \frac{316 \times 0.003}{9.95} - 0.003$$

$$£_s = 0.092 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of Span (4) :**

Mu = 14.4 KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{14.4\times10^6}{0.9}}{540\times316^2} = 0.297 \text{ MPa}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ …….the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(0.297)}{412}}\right) = 0.00073$$

A req = ρ * b * d = 0.00073*540* 316 = 124.6mm²

Use2Φ 10……. # of bar = $\frac{124.6}{88}$ = 1.4

Note $A_{\Phi10}$ = 88mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*88 = 157mm^2$

$157\ mm^2 > As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*412 = 0.85*24*540*a$

$a = 5.87mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{5.87}{0.85} = 6.9mm$

$£_s = \frac{316\times 0.003}{6.9} - 0.003$

$£_s = 0.134 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of Span (5) :**

Mu = 35.1 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{35.1\times 10^6}{0.9}}{540\times 316^2}$ = 0.723 MPa

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ …….the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(0.723)}{412}}) = 0.0018$

A req = ρ * b * d = 0.0018 *540* 316 = 307.8mm²

Use2Φ 14……. # of bar = $\frac{307.8}{154}$ = 2

Note $A_{\Phi 10}$ = 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2*154 = 307.8mm^2$

$307.8\,mm^2 > As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8*412 = 0.85*24*540*a$

$a = 11.5mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{11.5}{0.85} = 13.5mm$

$£_s = \frac{316\times 0.003}{13.5} - 0.003$

$£_s = 0.067 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of Negative moment**

- **Design of support (1) :**

Mu = 27.8KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{27.8\times10^6}{0.9}}{140\times316^2} = 2.2 \text{ mpa}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ ……the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(2.2)}{412}}\right) = 0.0057$$

A req = ρ * b * d = 0.0057* 140 * 316 = 252.17mm²

Use Φ 12….. # of bar = $\frac{252.17}{113}$ = 1.6

Note $A_{\Phi14}$= 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2*154 = 307.8mm^2$

307.8 mm²> $As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 44.4mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{44.4}{0.85} = 52.25mm$

$£_s = \frac{315\times 0.003}{52.25} - 0.003$

$£_s = 0.015 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of support (2) :**

Mu = 21.9KN .m

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{21.9\times 10^6}{0.9}}{140\times 316^2}$ = 1.68 MPa

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ ……the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.2}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.2)(1.68)}{412}}$) =0.0043

A req = ρ * b * d = 0.0043* 140 * 316=190.2mm²

Use Φ 14…. # of bar = $\frac{190.2}{154}$ = 1.24

Note $A_{\Phi 14}$= 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2*154 = 307.8mm^2$

307.8 mm²> $As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8*420 = 0.85*24*120*a$$
$$a = 44.4mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{44.4}{0.85} = 52.25mm$$
$$£_s = \frac{315\times 0.003}{52.25} - 0.003$$
$$£_s = 0.015 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of support (3):**

Mu = 19.8KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{19.8\times 10^6}{0.9}}{140\times 316^2} = 1.57\text{mpa}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ ……the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(1.57)}{412}}\right) = 0.0039$$

A req = ρ * b * d = 0.0039* 140 * 316=175.7mm²

Use Φ 14…. # of bar = $\frac{190.2}{154} = 1.15$

Note $A_{\Phi 14}$= 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2 * 154 = 307.8mm^2$

307.8 mm²> $As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 44.4mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{44.4}{0.85} = 52.25mm$$

$$£_s = \frac{315 \times 0.003}{52.25} - 0.003$$

$$£_s = 0.015 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of support (4) :**

Mu = 29.5KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{29.5\times10^6}{0.9}}{140\times316^2} = 2.34\text{mpa}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{412}(140)(316)$$

$As_{\min} = 131.5 < 150$ …….the larger is control

$As_{\min} = 150mm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(2.34)}{412}}\right) = 0.00606$$

A req = ρ * b * d = 0.00606* 140 * 316=268.3mm²

Use Φ 14…. # of bar = $\frac{268.3}{154}$ = 1.7

Note $A_{\Phi14}$= 154mm²

Then we select (2) bars Φ14 $A_s\ provided = 2*154 = 307.8mm^2$

307.8 mm²> $As_{\min} = 150mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 44.4mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{44.4}{0.85} = 52.25mm$$

$$£_s = \frac{315\times 0.003}{52.25} - 0.003$$

$$£_s = 0.015 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Design of shear for Rib (R33):**

Categories for shear design:

Vu = 35.1 KN

Use Φ8 with four legs

- *Region I :*

$$1.1\Phi Vc \geq Vu$$

$$1.1\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \mathrm{b_w} \times \mathrm{d}$$

$$1.1\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1\times 0.75\times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 140 \times 316$$

= 29.6 KN

Since $\Phi\ \mathrm{Vc} \leq \mathrm{Vu}$

Not control

- *Region II :*

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$\Phi \text{Vc} = 27.1\,KN$

$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{27.1}{2} = 13.5KN$

Not control

- *Region III :*

$\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$

$\Phi \text{Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 140 \times 316 = 27.1\text{kN}$

$\Phi\ Vs_{\min} \ge \frac{\Phi}{3} \times \text{bw} \times \text{d}$

$\Phi Vs_{\min} = 0.75\,(\frac{1}{3}) \times 140 \times 316 = 11KN$ ..... control

$\Phi Vs_{\min} \ge \frac{1}{16} \times \sqrt{\text{fc}'} \times bw \times d$

$\Phi Vs_{\min} = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 140 \times 316 = 10.1\,KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 11 + 27.1 = 38.1KN$

$\text{Vu} = 35.1\,\text{KN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 38.1\,\text{KN}$ control

<u>All spans are Region III .</u>

Spacing between stirumps

$\text{Av} = 2 * \frac{10^2 \times \Pi}{4} = 157mm^2$

$\frac{\text{Av}}{\text{s}} = \frac{Vs}{fy \times d} \Rightarrow \text{s} = \frac{157 * 412 * 316}{46.8 * 10\text{^}3} = 43.7cm > \text{d/2} = 316/2 = 15.8\text{cm}$

S_{req} = 15.8 cm.

<u>select S= 15 cm .</u>

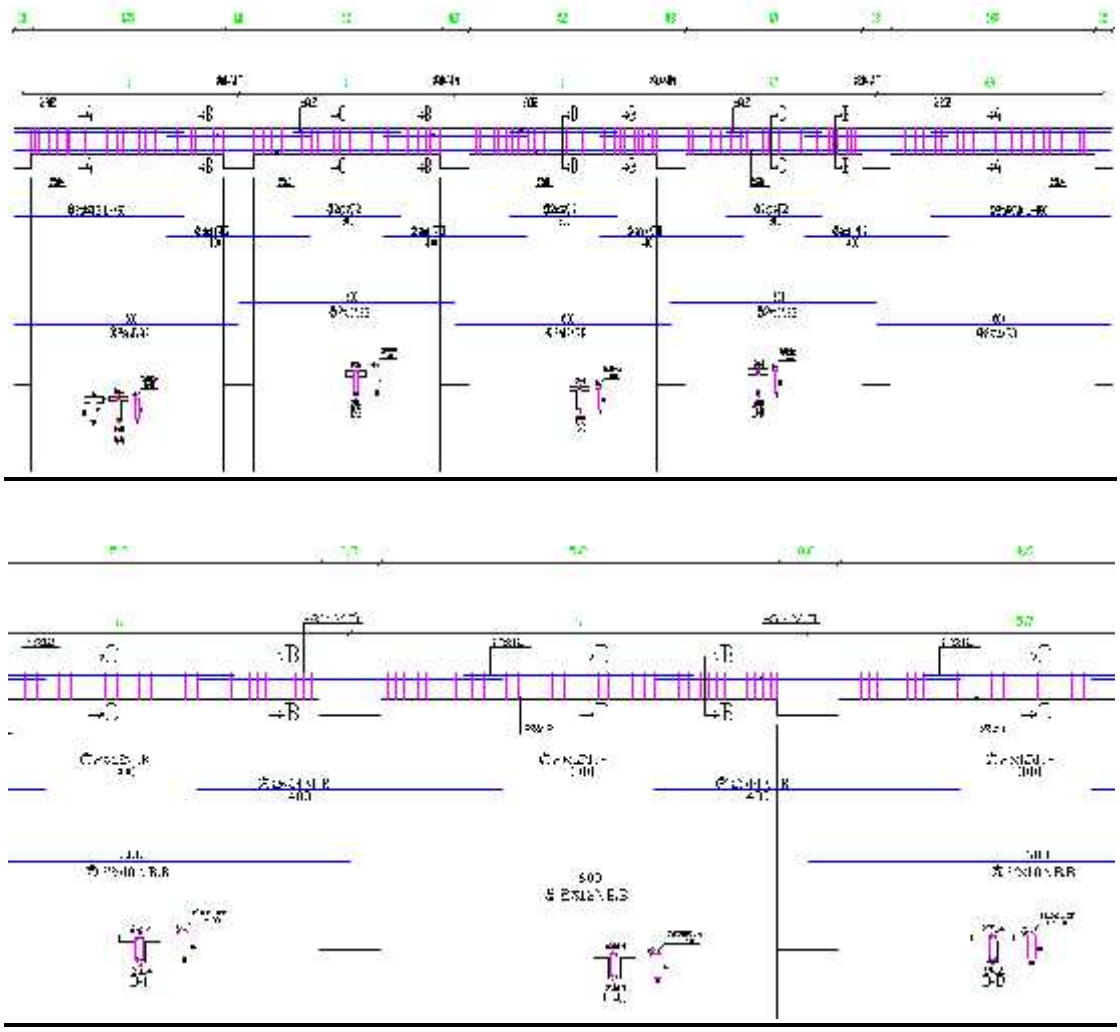


Figure (4-4-7)**: تفريد الحديد**

4.5 Design of Beam (B200) :

The Load on this Beam it is From Rib R33

The Reaction of this Rib that the dead load and live load on the Beam

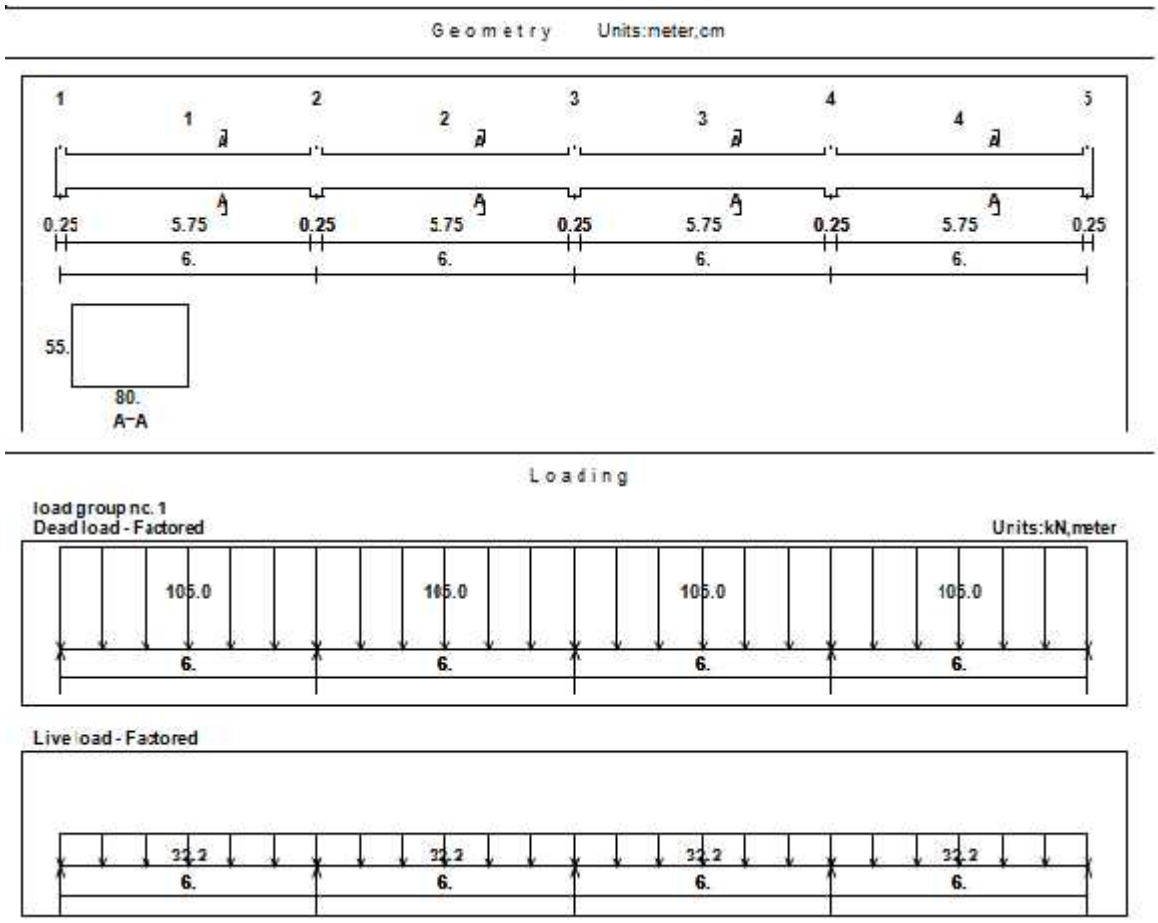


Figure (4-5-1) beam & loads

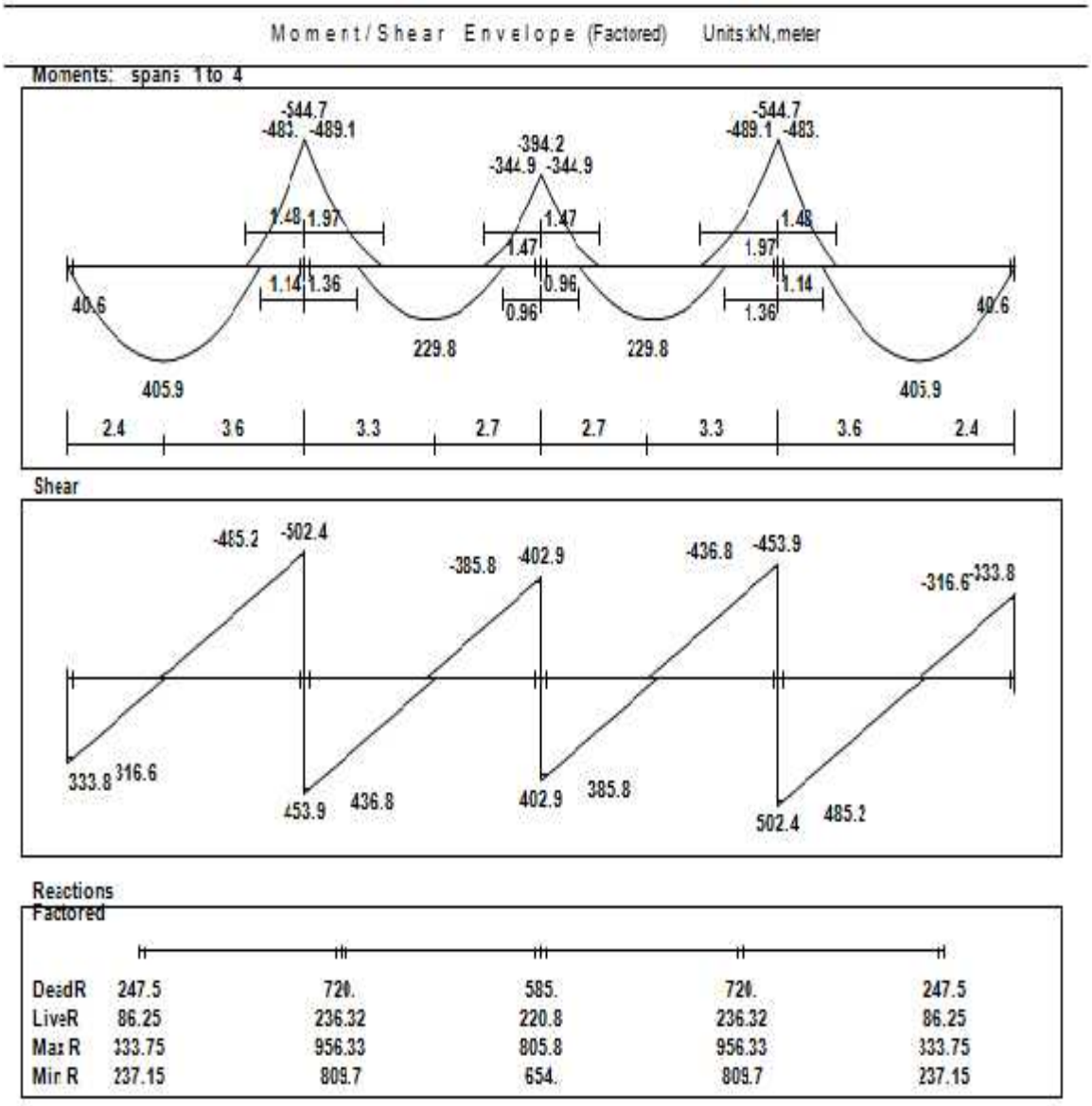


Figure (4-5-2) shear and moment envelop for the beam

.

Support reaction from rib:

DL= $48.08 * \frac{1}{0.54} = 89.04\ KN/m$

DL= $15.65 * \frac{1}{0.54} = 29\ KN/m$

Table (4-5-1): Dead load of beam

Material	Calculation	kN/m / rib
Tiles	0.03×0.8×23	0.552
Mortar	0.02×0.8×22	0.352
Coarse Sand Fill	0.07×0.8×16	0.896
Beam	0.08×0.55× 25	11
Plaster	0.02×0.8×22	0.352

Nominal Total Dead Load = 13.78+89.04=105 kN/m

Nominal Total live load = 2.5 * 0.8*1.6+29 = 32.2kN/m

- **Design of Positive Moment :**

- **Design of Span(1) and span (4)**

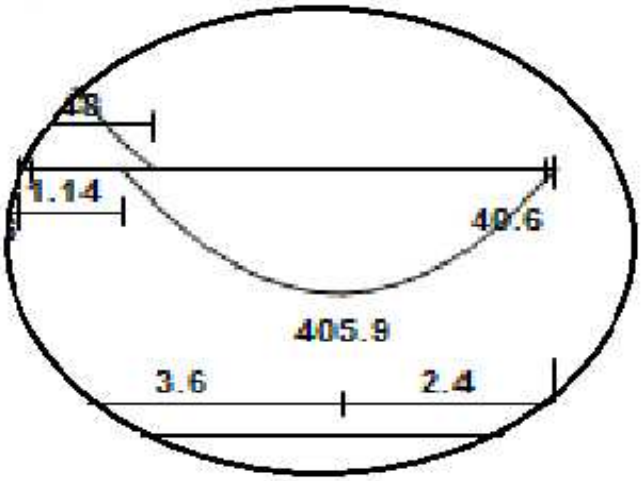


Figure (4-5-3)**:** Moment envelop of span 1 &4

$bw = 80cm, h = 55cm$

$d = 550 - 40 - 10 - 12.5 = 487.5mm$

Mu = 405.9KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{405.9}{0.9} = 451 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(487.5) \geq \frac{1.4}{412}(800)(487.5)$$

$As_{\min} = 1159mm^2 < 1325mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1325mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{451}{800 * 487.5^2} = 2.37\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(2.37)}{412}}\right) = 0.0061$$

A req = ρ * b * d = 0.0064800 * 487.5 = 2379 mm²

$$2379\,mm^2 > As_{\min} = 1325 mm^2$$

Use 5 Φ 25>> # of bar = $\frac{2454.4}{491} = 5$

Then we select 5 bars $\Phi 25$ $A_s provided = 5 * 491 = 2454.4 mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2454.4 * 412 = 0.85 * 24 * 800 * a$$
$$a = 62mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{62}{0.85} = 82.7mm$$
$$£_s = \frac{487.5 - 82.7}{82.7} \times 0.003$$
$$£_s = 0.014 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$\Phi * Mn = 0.9 * 2454.4 * 412 * (487.5 - 31)$ =415.4>405.9 singly reinforcement

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 5*25}{4}$$

$$S = 143\,mm \quad \geq 25\,mm$$

- **Design of span(2) and span (3) :**

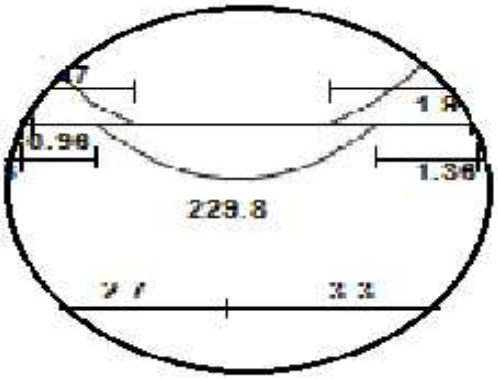


Figure (4-5-4)**:** Moment envelop of span 2 &3

Mu = 229.8KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{229.8}{0.9} = 255.3 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(487.5) \geq \frac{1.4}{412}(800)(487.5)$$

$As_{\min} = 1159mm^2 < 1325mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1325mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{255.3}{800 * 487.5^2} = 1.34\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.2)(1.34)}{412}}) = 0.0034$

A req = ρ * b * d = 0.0034 * 487.5 = 1326 mm²

$1326\,mm^2 > As_{\min} = 1325 mm^2$

Use 4 Φ 22>> # of bar = $\frac{1520.5}{380} = 4$

Then we select (4) bars Φ22 $A_s\,provided = 4*380 = 1520.5 mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1520.5*412 = 0.85*24*800*a$

$a = 38.38mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{38.38}{0.85} = 51.2mm$

$£_s = \frac{487.5-51.2}{51.2}\times 0.003$

$£_s = 0.025 > 0.005$

$\Phi * Mn = \Phi * As * fy * (d - \frac{a}{2})$

$\Phi * Mn = 0.9*2454.4*412*(487.5-19.19) = 264 > 229.8$ singly reinforcement

Check for spacing between the bar

$S = \frac{800-2*40-2*10-4*22}{4}$

$S = 153\,mm \quad \geq 22\,mm$

- **Design of Negative moment :**

- **Design of support (1)& support (3) :**

Mu = 489.1KN .m

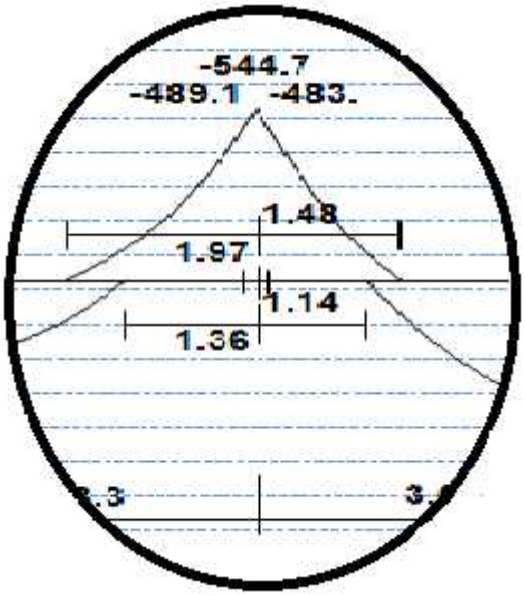


Figure (4-5-5)**:** Moment envelop of support 1 &3

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{489.1}{0.9} = 543.4 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(487.5) \geq \frac{1.4}{412}(800)(487.5)$$

$As_{\min} = 1159mm^2 < 1325mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1325mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{543.4}{800 * 487.5^2} = 2.86\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(2.86)}{412}}\right) = 0.0075$$

A req = ρ * b * d = 0.0075 * 487.5 = 2925 mm²

$2925\,mm^2 > As_{\min} = 1325 mm^2$

Use 6 Φ 25>> # of bar = $\frac{2945.5}{490} = 6$

Then we select (6) bars Φ25 $A_s\,provided = 6 * 490 = 2945.5 mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2945.2 * 412 = 0.85 * 24 * 800 * a$$
$$a = 74.4mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{74.4}{0.85} = 78.5mm$$
$$£_s = \frac{487.5 - 78.5}{78.5} \times 0.003$$
$$£_s = 0.0156 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$\Phi * Mn = 0.9 * 2945.2 * 412 * (487.5 - 37.2)$ =492>489.1 KN.m

then singly reinforcement

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{800 - 2 * 40 - 2 * 10 - 6 * 25}{6}$$

$S = 92\,mm \quad \geq 25\,mm$

- **Design of support (2)**

Mu = 344.9KN .m

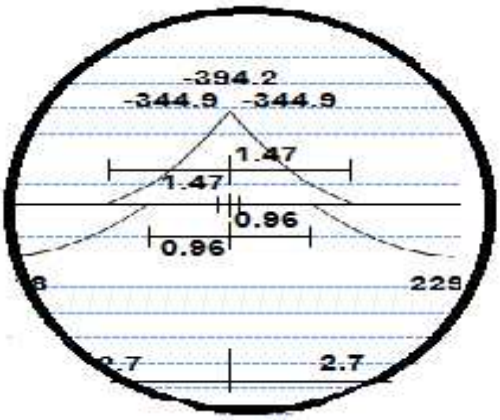


Figure (4-5-6)**:** Moment envelop of support 2

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{344.9}{0.9} = 383.2 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(487.5) \geq \frac{1.4}{412}(800)(487.5)$$

$As_{\min} = 1159 mm^2 < 1325 mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1325 mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{383.22}{800 * 487.5^2} = 2.02\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(2.02)}{412}}\right) = 0.0052$$

A req = ρ * b * d = 0.0052 * 487.5 = 2028 mm²

$2028\,mm^2 > As_{\min} = 1325 mm^2$

Use 5 Φ 25>> # of bar = $\frac{2454.4}{490}$ = 5

Then we select (5) bars $\Phi 25$ $A_s\,provided = 5 * 490 = 2454.4 mm^2$

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2454.4 * 412 = 0.85 * 24 * 800 * a$$
$$a = 62mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{62}{0.85} = 72.9mm$$
$$£_s = \frac{487.5 - 72.9}{72.9} \times 0.003$$
$$£_s = 0.017 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$\Phi * Mn = 0.9 * 2454.4 * 412 * (487.5 - 31)$ =415.4>344.9 (*then singly reinforcement).*

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{800 - 2 * 40 - 2 * 10 - 5 * 25}{5}$$

$$S = 115\,mm \quad \geq 25\,mm$$

- **Design of shear**

- **Design of Span (1) :**

Limitation for region IV

Vu=485.2 KN

d= 550-40-10-12.5=487.5mm

$Vc= \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$Vc= \frac{\sqrt{24}}{6} *800 *487.5*10^{-3}=318.4$

Φ Vc= 0.75 * 318.4 = 238.8 KN

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{2}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{2}{3})*800*487.5*10^{-3} = 955.3$ KN

ΦVsmin = 955.3 KN.

Φ Vc + ΦVsmin = 1194.1 KN ≥ 485.2 KN .

Vu = 485.2 KN (From shear Envelope)

b= 80cm is suitable .

Section is correct

- Region III :

$\Phi Vc = 238.8 kN$

$\Phi Vsmin=0.75 (\frac{1}{16})\sqrt{fc'} * bw * d =0.75 (\frac{1}{16})\sqrt{24} * 800 * 487.5=89.6kN$

$\Phi Vsmin=0.75 (\frac{1}{3})* bw * d =0.75 (\frac{1}{3})* 800 * 487.5=97.5kN$

Vu=336.3KN>316.6KN

$X=\frac{336.3}{137.2}=2.45$ m

Use 4 leg φ10

Av= $4 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 314.16\ mm^2$

Vsmin=$\frac{97.5}{0.75} = 130KN$

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d}$

Sreq=$\frac{314.16 * 412 * 487.5}{130 * 10^3} = 485\ mm > \frac{d}{2} = 158\ mm$,, S= 15 cm

- Region V :

$\Phi Vc = 238.8kN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 487.5 * 10^3 = 447.7$ KN

Vu= 716.4KN>485.2KN

So categories (4) satisfy:

$$Vs = \frac{1}{¤}(Vu - ¤ * Vc) = \frac{1}{0.75}(485.2 - 238.8) = 328.5\,\text{KN}$$

Use 4 leg φ10

Av= $4 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 314.16\ mm^2$

X=$\frac{716.4}{137.2}$=5.22 m

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d}$

Sreq= $\frac{314.16 * 412 * 487.5}{328.5 * 10^3} = 192\ mm > \frac{d}{2} = 158\ mm$,, S= 15 cm

Use 4 leg φ10

Av= $4 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 314.16\ mm^2$

$$Vs = \frac{1}{¤}(Vu - ¤ * Vc) = \frac{1}{0.75}(436.8 - 238.8) = 264\text{KN}$$

$$\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy*d}$$

Sreq=$\frac{314.16*412*487.5}{264*10^3}=239\,mm>\frac{d}{2}=158\,mm$,, S= 15 cm

Use 4 leg φ10

Av= $4*\frac{\pi*10^2}{4}=314.16\,mm^2$

$$Vs=\frac{1}{¤}(Vu-¤*Vc)=\frac{1}{0.75}(385.8-238.8)=196\text{KN}$$

$$\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy*d}$$

Sreq=$\frac{314.16*412*487.5}{19w6*10^3}=322\,mm>\frac{d}{2}=158\,mm$,, S= 15 cm

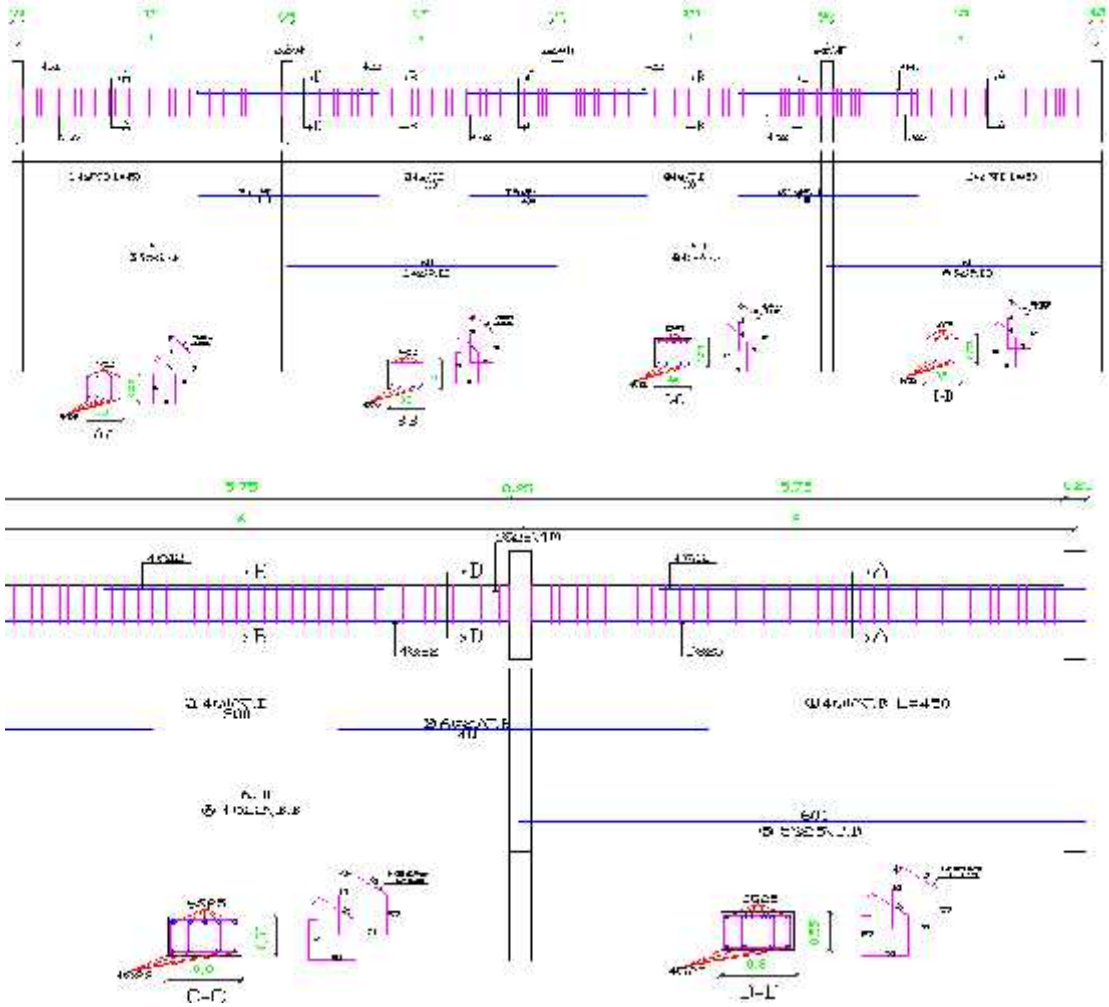


Figure (4-5-7)**: تفريد الحديد**

4.6 Design of Column (C13):

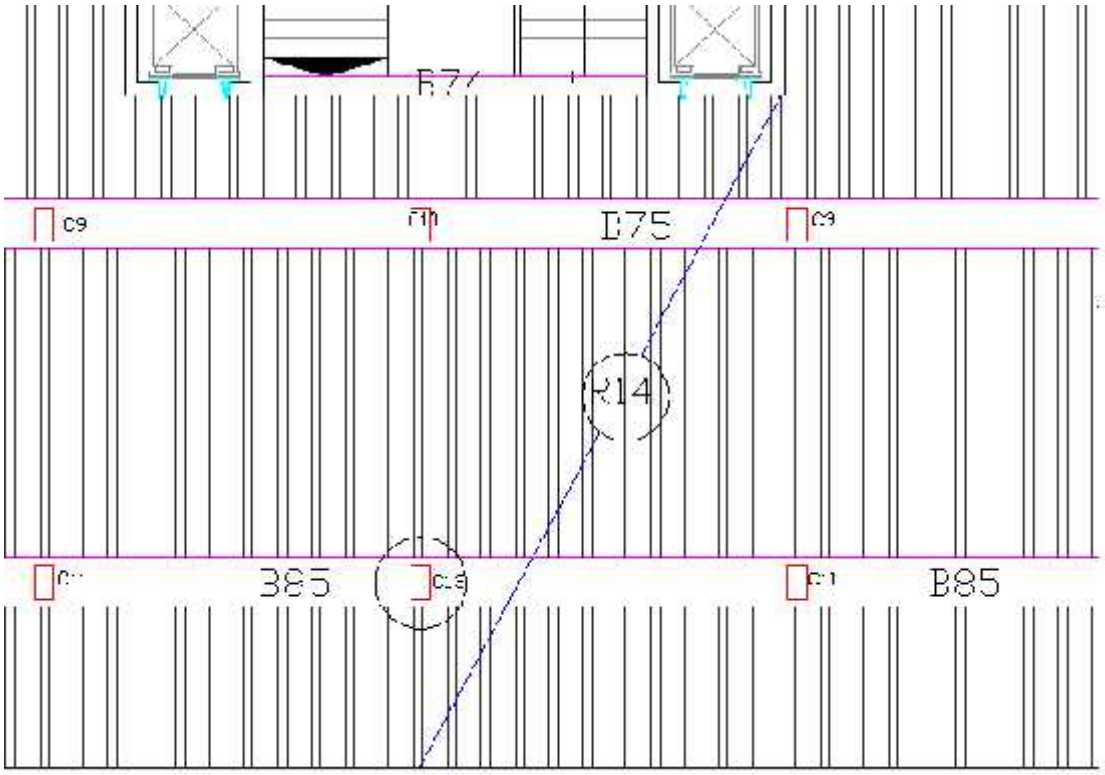


Fig.(4-6-1) :Place Of Column (C13) within the Ground floor.

Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	*fc'*	*fy*
C81	60cm* 80 cm	24Mpa	412Mpa

- **Load Calculation:**

$Pu = 6957KN$

$Use° = °g = 2\%$

$Pu = 0.65*0.8*\{0.85* fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$6957*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*24*(Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag*412]$

$Ag = 473889.mm^2$

$Ag = 600*a$

$4738846.15/600 = a$

$a = 789.8mm$

Use $800 \times 600 mm$ with Ag = 480000mm²

Pu(KN)	$°g$	$Ag, provided$	**a(** mm**)**	Ag **,required**
6957	0.02	480000 mm^2	789.8	473889 mm^2

- **Selecting longitudinal bars:**

$Pu = 0.65*0.8*\{0.85* fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$6957*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*24*(480000 - Ast) + Ast*412]$

$Ast = 9159.46 mm^2$

Take 20Φ 25 As,provided = 9800 mm^2 **> As,req = 9159.46** mm^2

$$°g = \frac{Ast}{Ag} = \frac{9800}{480000} = 0.0204$$

Φ	$Ast, required$	$^{\circ}g$
0.65	$9159.46\,mm^2$	0.0204

- **Design of Ties:**

- Use ties Φ10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of

1. 48 * ds = 48 * 10 = 480mm
2. 16 * db = 16 * 25 = 400 mm - control
3. the least dimension of the column = 600 mm

Use ties Φ10 @ 200mm

ds(mm)	db(mm)	S(mm)
Φ10	Φ25	200

- **Check for code requirements:**

1. Clear Spacing $= \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 6*25}{5} = 110\text{mm}$ > 40mm>1.5db=1.5*25=37.5mm - OK
2. 0.01< $^{\circ}g$ = 0.0204 <0.08 - OK
3. Number of bars 20>4 for rectangular section – OK
4. Minimum tie diameter ds =Φ10 for db = Φ25 bars – OK
5. Arrangement of ties 110 mm<150mm – OK

Clear Spacing	No. of bars	$^{\circ}g$	ds (mm)	db (mm)
110 mm	20	0.0204	Φ10	Φ25

- **Check Slenderness Effect:**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Lu = 3.35 m

M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22 < 40 \quad .....ACI-(10.12.2)$$

$$\frac{klu}{r} = \frac{1*3.35}{0.3*0.800} = 13.96 < 22 < 40.....$$

…..short

column.

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
3.35	1.0	1.0	13.96

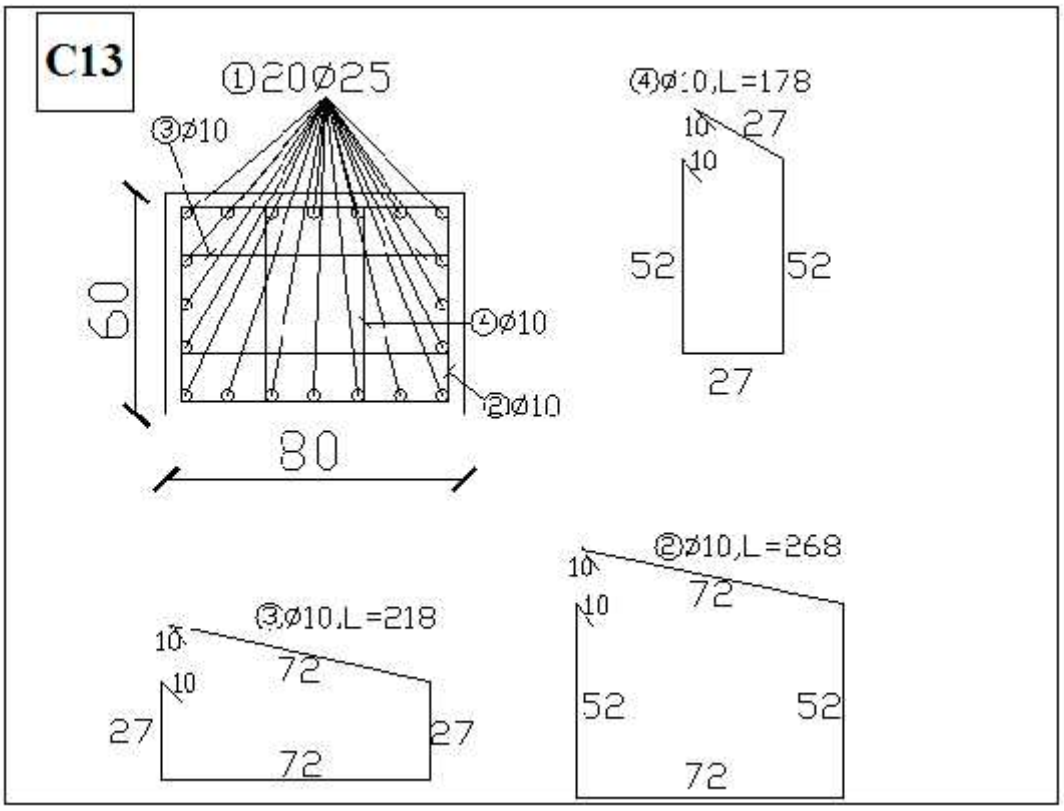


Fig. (4-6-2):Section of Column (C13).

4.7 Design of isolated footing (F 13):

- **Design of Isolated footing (Under ColumnC202):**

f_c'	fy
24 Mpa	412Mpa

- **Load Calculation:-**

- From column (C202): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 4013.5 KN

* Service live load (LL) = 2127.4 KN

* Service Surcharge = 5 KN/m²

* Column dimensions =80 cm*80 cm

* Allowable soil pressure = 480 KN/ m²

* Soil density = 18 KN/m3

* Soil weight = 0.1*18= 1.8 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Service Surcharge	Column dimensions	all. soil pressure	Soil density	Soil weight
4013.5	2127.4	5 KN/m²	(80*80) cm	480 KN/ m²	1.8 KN/m3	10.8 KN/ m

- **Calculating the weight of footing, soil, and Surcharge :**

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 90 cm)

$w_{footing}$ = 0.25*90 = 22.5 KN/m²

- Total Surcharge load foundation:

WT = Soil weight + $w_{footing}$ +Surcharge load =1.8+22.5 + 5 = 29.3 KN/m²

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 480 – 29.3 = 450.7 KN/m²

- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{4013.5 + 2127.4}{450.7}$ = 13.62m²

Try 3.7*3.7 Area = 13.69 m2

$h_{footing}$	$w_{footing}$	w_{soil}	**WT**	q_{net}	**A,required**
90cm	22.5 KN/m²	1.8 KN/m²	29.3 KN/m	450.7KN/m²	13.69m²

- **Depth of footing and shear design:**

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*4013.5 + 1.6*2127.4 = 8220.04 KN

$qu = \frac{8220.04}{13.69}$ = 600.44 KN/m²

Try area	Pu	qu
3.7*3.7 m	8220 KN	600.44KN/m²

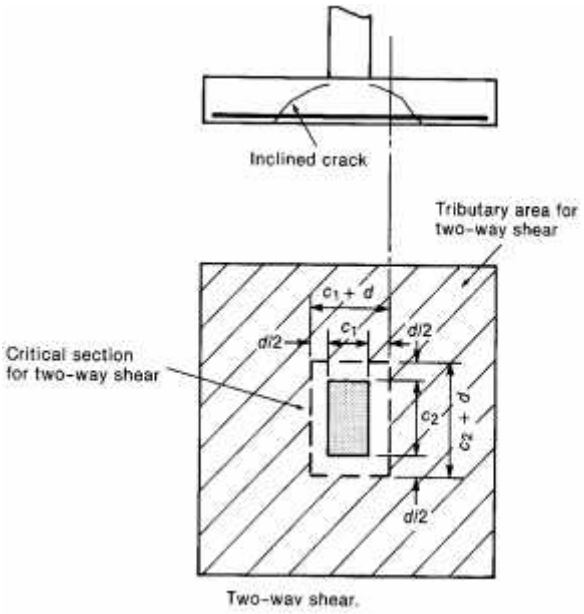


Fig. (4-7-1) : Isolated Footing

- **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**
- **Check for One Way Shear Strength**

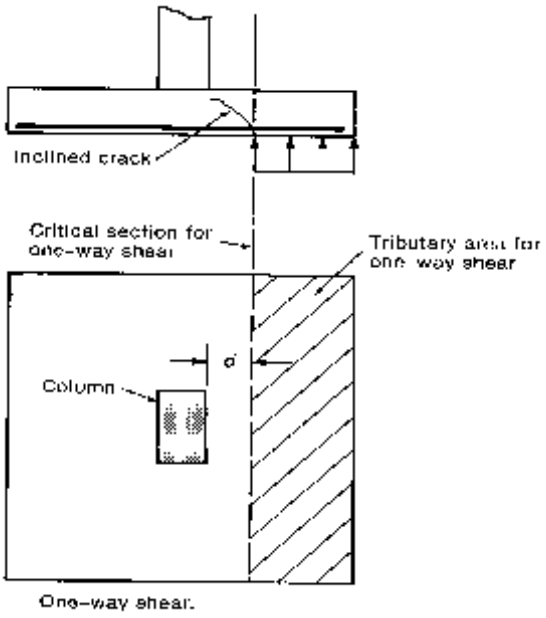


Fig. (4-7-2) : One way shear strength

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{3.7}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) * 600.44 * 3.7$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 3.7 * d * 10^3$$

$$Let, ¤Vc = Vu$$

$$d = 0.78m$$

$$h = 7820 + 75 + 20 = 875mm$$

Try h = 900 mm …..

d =900 – 75 – 20= 805 mm

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	805	875	900	805

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

- The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{800}{800} = 1.00$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

b_o =2(0.8+0.805)+2(0.8+0.805)= 6.42 m.

~$_s$ = 40…….for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{24}*6.42*0.805*10^3 = 75955.24kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.805}{6.42}+2\right)*\sqrt{24}*6.42*0.805*10^3 = 11101.45kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*6.42*0.805*10^3 = 6408.8kN$$

C	b_o **(m)**	~$_s$	$¤.V_C$ **(KN)**
1.00	6.42	40	6408.8

$$Vu = ((3.7*3.7)-((0.8+0.805)*(0.8+0.805))*600.44 = 6329.6kN$$

Vu=6329.6KN < ΦVc =6408.8…… OK

h (mm)	**d (mm)**	b_o **(m)**	**Vu (KN)**	$¤.V_C$ **(KN)**
900	805	6.42	6329.6	6408.8

- **Design for Bending Moment of long & short directions.**

h (mm)	**d (mm)**	**b(m)**
900	805	3.7

d = 900-75-20/2 = 815 mm

Mu =600.44*3.7*0.8*0.8/2 = 710.92 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

Rn = $\frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{710.92*10^6/0.9}{3700*(815)^2}$ = 0.32 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.2}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.2)(0.32)}{412}}$) = 0.000783

As_{req}= 0.000783 (3700) (815) = 2361.13 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (3700) (900) = 5994 mm^2

As_{req}= 2361.13 mm^2 < As_{min} = 5994 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 5994 mm^2

Take 53 Φ 12 , As,provided = 61.02 cm² > As,required = 59.94cm²

S= $\frac{3700-75*2-53*12}{52}$ = 560.04 mm**> Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*900 =2700 mm

2. 450 mm – control

Take 63 Φ 12 , As,provided = 7119 cm² > As,required = 59.94cm²

S= $\frac{3700-75*2-63*12}{62}$ = 449.28 mm**< Smax=450mm** – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As_{req}(mm^2)	As_{min}(mm^2)	As_{pro}(mm^2)	S(mm)
710.92	20.2	0.32Mpa	0.000783	2361.13	5994	7119	449.28

- Check strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$7119 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 3700 \times a$$

$$a = 38.85mm$$

$$c = \frac{38.85}{0.85} = 45.7mm$$

$$£_s = \frac{815 - 45.7}{45.7} \times 0.003 = 0.00505 > 0.005 ...ok$$

As(mm^2)	a (mm)	c (mm)	$£_s$
7119	38.85	45.7	0.00505

- **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 25:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\cdot t * \cdot e * \cdot s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{412}{\sqrt{24}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 25 = 756.89mm$$

Available length = ((3700-800)\2)-75=1375mm

1375mm> 756.89mm ……ok

- **Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):**

- In footing :

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

A_1 = 0.8 *0.8= 0.64 m^2

A_2 = 3.7*3.7 = 13.69 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{13.69}{0.64}} = 4.63 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.64 \times 2) \times 1000 = 16972.8 KN$$
$$\Phi Pn = 16972.8 > Pu = 8220 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots .ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 800 * 800 = 3200 mm2

Use 8Φ 25 , As,provided = 3920 mm² > As, required = 3200 mm²

- In column:

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85\, fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.8 \times 0.8 \times 1000) = 8486.4 KN$$

$$\Phi Pn.b = 8486.4 KN > P_u = 8220 KN$$

The Dowels are not needed for column

- Development of dowels in footing:

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.25\,fy}{a\sqrt{fc}} * db = \frac{0.25*412}{1*\sqrt{24}} * 25 = 525.62 \text{ mm}$$

Ld(2)req = 0.043 ×fy ×db = 0.043 ×412 ×25 = 442.9 mm

Ld(2)req = 200 mm

➔Ld(1)req= 525.62 mm ……. Control

Available Ld = $900 - 75 - 2*12$ = 801mm .

AvailableLd =801 mm > Ld required= 525.62 mm…….. OK.

- Lap splice of dowels in column :

Ls = 0.071 fy . db

= 0.071 * 412 * 25 = 731.3 mm.

Use 1000 mm

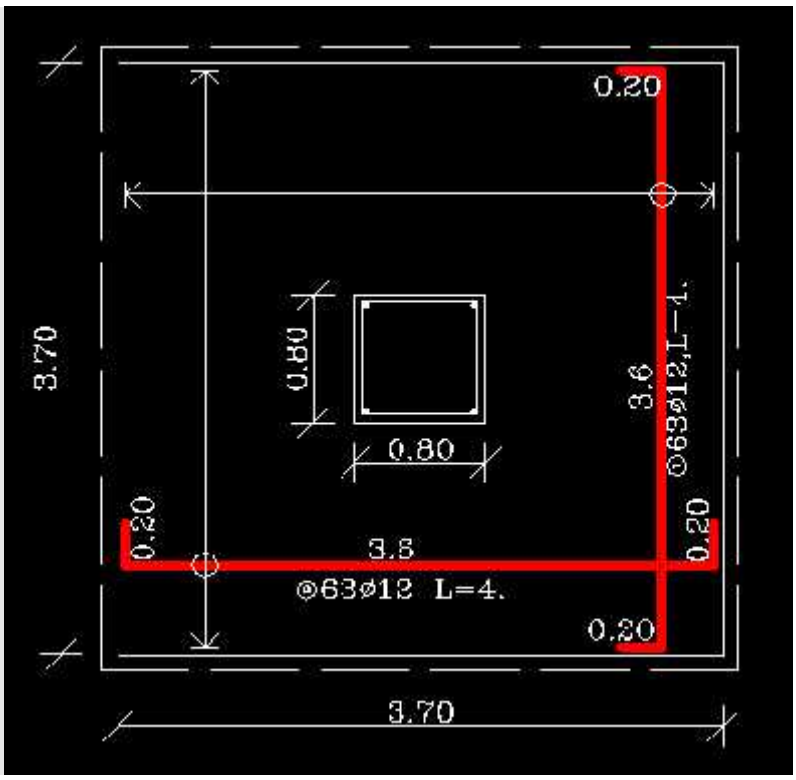


Fig. (4-7-3) : Detail of Isolated Footing (F13)

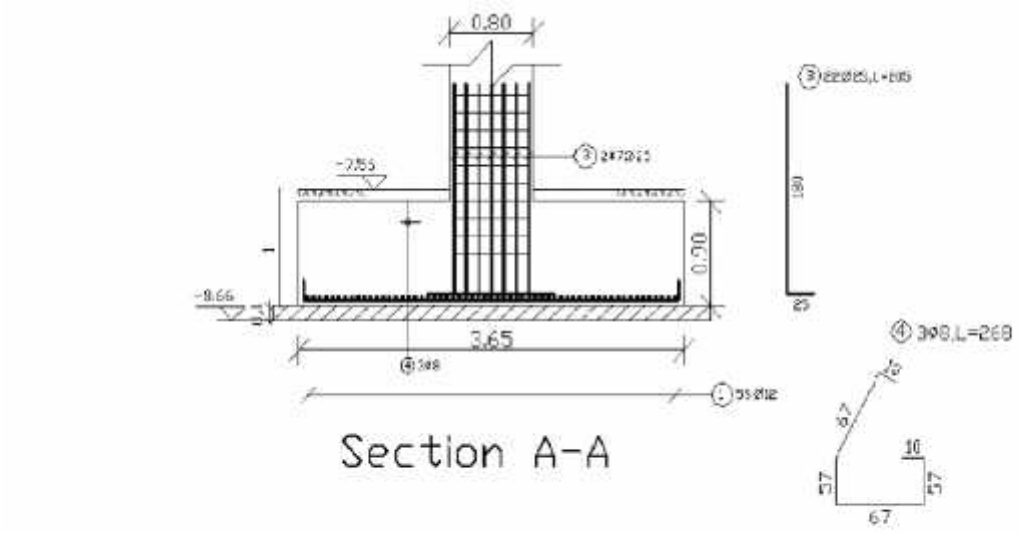


Fig. (4-7-4): Section in footing (F13)

4.8 Design of Stair:

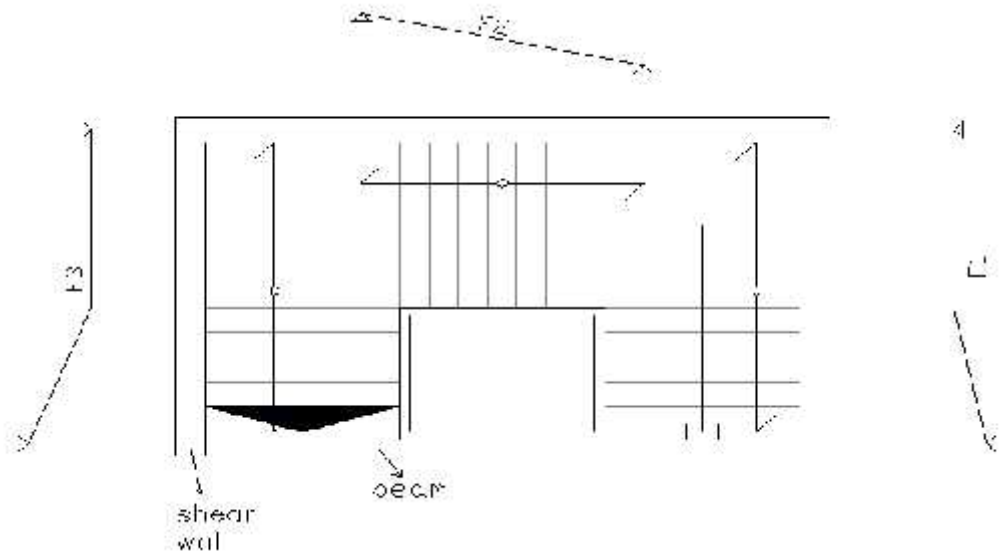
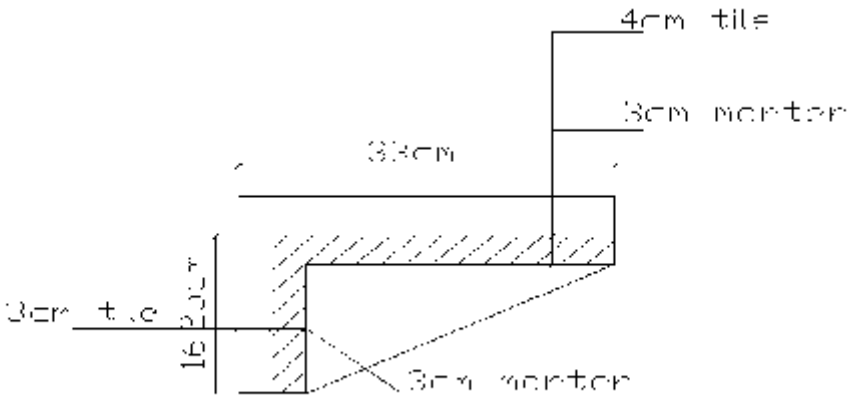


Fig. (4-8-1): Direction of Loading of stair



$$\propto = \tan^{-1}\ \frac{16.25}{30}\ = 28.44°$$

$$h_{min} = \frac{380}{20} = 19cm \ldots . \boldsymbol{select\ h = 20cm}$$

Load

Dead load

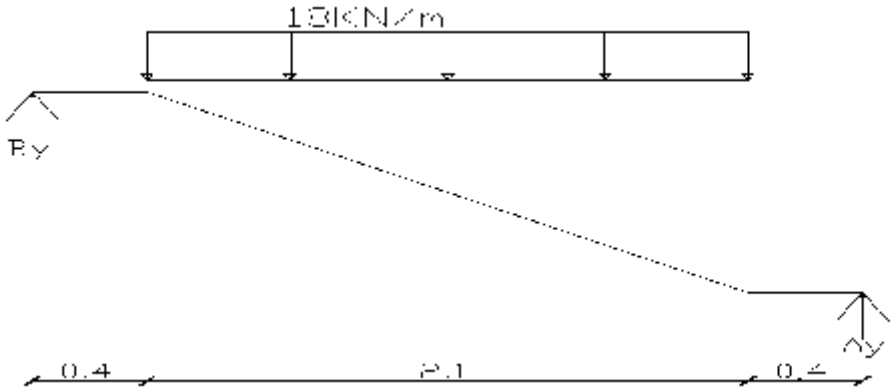
Table(4-8-1): Dead load of stair

		KN/m
Slab	$0.2*20*\frac{1}{\cos 28.44}$	4.55
Horizontal mortar	0.03*22*1	0.66
Horizontal tile	$0.04*23*\frac{33}{30}$	1.012
Vertical mortar	$0.03*0.1625*22*\frac{1}{0.3}$	0.358

Vertical tile	$0.03*0.1625*23*\frac{1}{0.3}$	0.374
plaster	$0.03*22*\frac{1}{\cos 28.44}$	0.75
tringles	$\frac{0.1625}{2}*25*1$	2.03
		$=9.74$

Live load = 4 KN/m

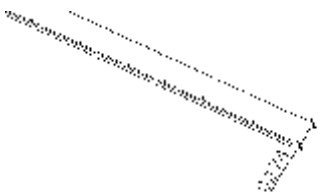
Design of flight no.2



1-Design of shear

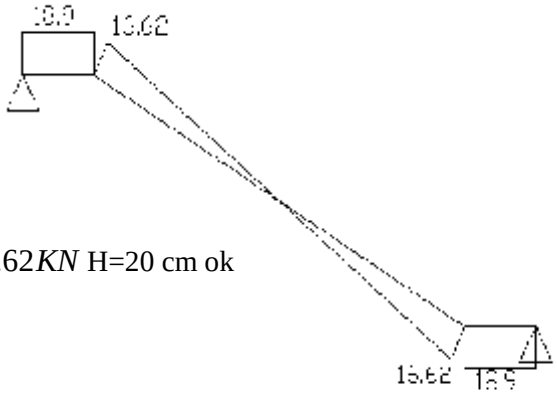
qu=1.2*9.74+1.6*4=18KN/m

MRA=0 +



$18 * 2.1 * \frac{2.1}{2} + 0.4 = Ay * 2.9 \ldots\ldots Ay = 18.9KN$

$Vu = 18.9 * \cos 28.44 = 16.62\ KN$



$\Phi\ Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$

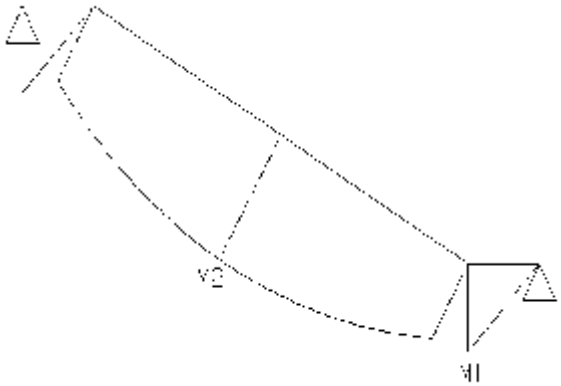
$\Phi\ Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 174 = 106 \geq Vu = 16.62 KN$ H=20 cm ok

No shear reinforcement is required

2-Design of dending moment

M1=18.9*0.4=75.6KN.m

$Mu_{max} = 18.9 * 0.4 + \frac{2.1}{2} - 18 * \frac{2.1}{4} * \frac{2.1}{2} = 17.48\ KN.m$



$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{17.48 \times 10^6}{0.9}}{1000 \times 174^2} = 0.64$ mpa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$ …… $\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(0.64)}{412}}) = 0.00158$

As req = ρ * b * d = 0.00158 *100* 17.4 = 2.74cm²/m

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m - control

Use Φ 10/20cm As=3.9274cm²/m> Asreq

Check for strain

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$392 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 7.92mm$$

$$x = \frac{7.92}{0.85} = 9.31$$

$$£_s = \frac{174 \times 0.003}{9.31} - 0.003$$

$$£_s = 0.053 > 0.005$$

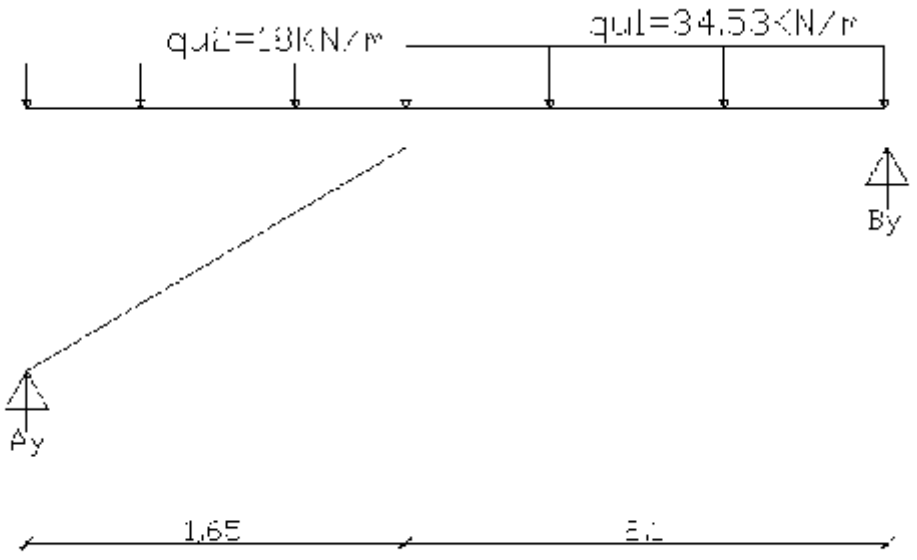
$$¤ = 0.9ok$$

Secondary reinforcement

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m

Select Φ 10/20cm

تصميم أول ٤٠سم المحمل عليها شاحط رقم ٢



1-Design of shear

DL=0.03*23+0.02*22+0.07*16+0.02*22+0.2*25=7.69KN/m

qu_2=1.2*7.69+1.6*4+(Ay=18.9)

qu_2= 34.53KN/m

MRA=0 +

$18 * 1.65 * \frac{1.65}{2} + 34.53 * 2.1 \ \frac{2.1}{2} + 1.65 = By * 3.75$ …. By=58.74 KN

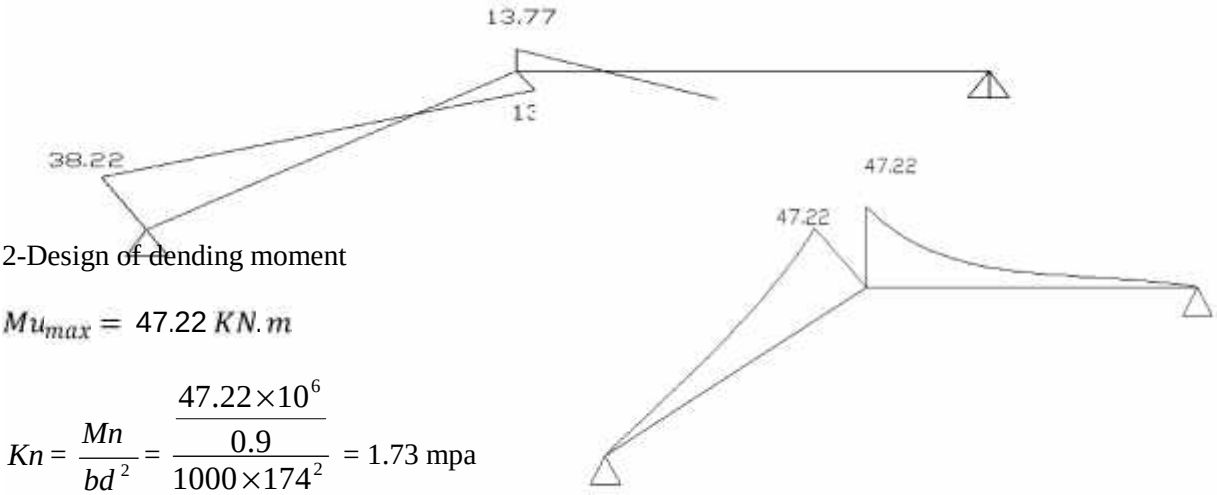
MRB=0 +

$3.75 * Ay = 34.54 * 2.1 * \frac{2.1}{2} + 18 * 1.65 * \frac{1.65}{2} + 2.1$ ….. Ay=43.47 KN

$\Phi\ Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$ …….. $\Phi\ Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 174 = 106 \geq Vu = 13.77 KN$

H=20 cm ok

No shear reinforcement is required



2-Design of dending moment

$Mu_{max} = 47.22\ KN.m$

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{47.22 \times 10^6}{0.9}}{1000 \times 174^2}$ = 1.73 mpa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2 \rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$ …… $\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(1.73)}{412}}) = 0.0044$

As req = ρ * b * d = 0.0044 *100* 17.4 = 7.64cm²/m

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m

Use Φ 10/10cm As=7.85cm²/m> Asreq

Check for strain

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$785*412=0.85*24*1000*a$$

$$a=15.85mm$$

$$x=\frac{15.85}{0.85}=18.6$$

$$£_s=\frac{174\times 0.003}{18.6}-0.003$$

$$£_s=0.025>0.005$$

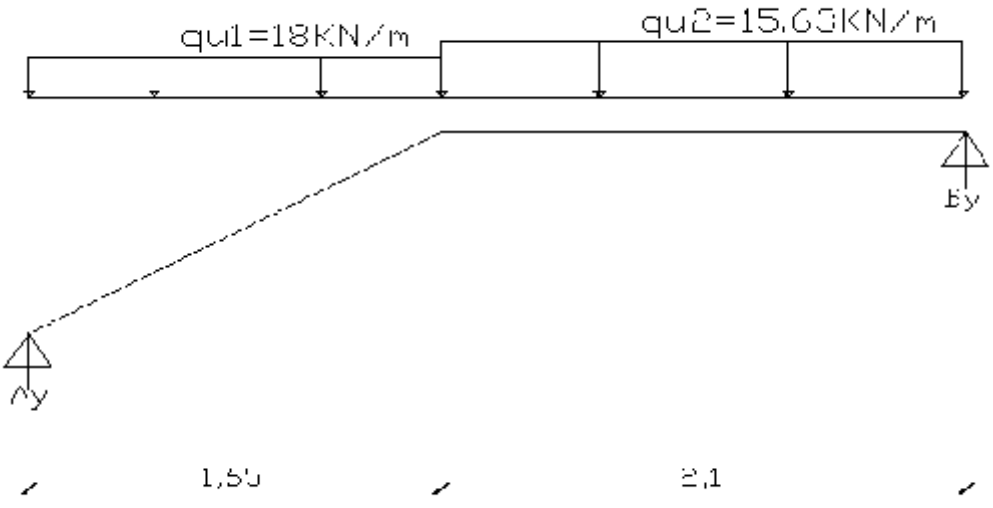
$$¤=0.9ok$$

Secondary reinforcement

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m

Select Φ 10/20cm

Design of flight no.2



1-Design of shear

MRB=0 +

$15.63*2.1*\frac{2.1}{2}+18*1.65*\frac{1.65}{2}+2.1=Ay*3.75$ …. Ay=32.36KN

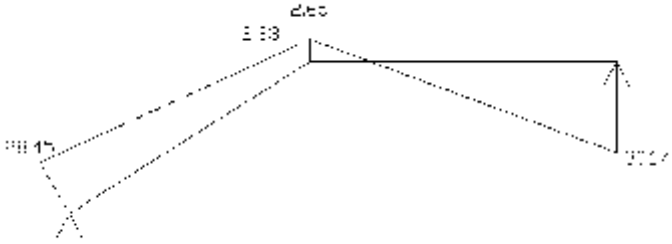
MRA=0 +

$18 * 1.65 * \frac{1.65}{2} + 15.63 * 2.1 * \frac{2.1}{2} + 1.65 = By * 3.75$ …. By=30.17KN

$\Phi\ Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$ …….. $\Phi\ Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 174 = 106 \geq Vu = 28KN$

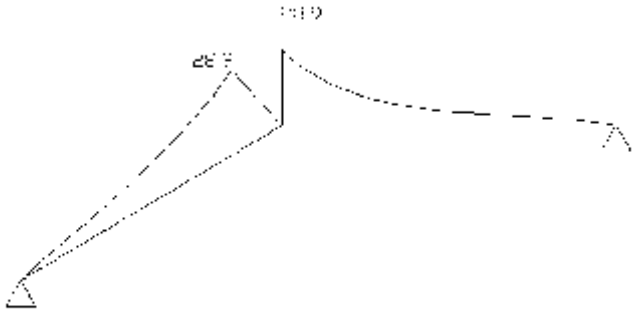
H=20 cm ok

No shear reinforcement is required



2-Design of dending moment

$Mu_{max} = 28.9KN.m$



$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{28.9 \times 10^6}{0.9}}{1000 \times 174^2} = 1.06$ mpa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$ …… $\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(1.06)}{412}}) = 0.0026$

As req = ρ * b * d = 0.0026 *100* 17.4 = 4.6cm²/m

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m

Use Φ 10/15cm As=5.23cm²/m> Asreq

Check for strain

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$523*412 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 10.56mm$$

$$x = \frac{10.56}{0.85} = 12.4$$

$$£_s = \frac{174\times 0.003}{12.4} - 0.003$$

$$£_s = 0.039 > 0.005$$

$$¤ = 0.9ok$$

Secondary reinforcement

As min= 0.0018* b * h= 0.00158 *100* 20 = 3.6 cm²/m

Select Φ 10/20cm

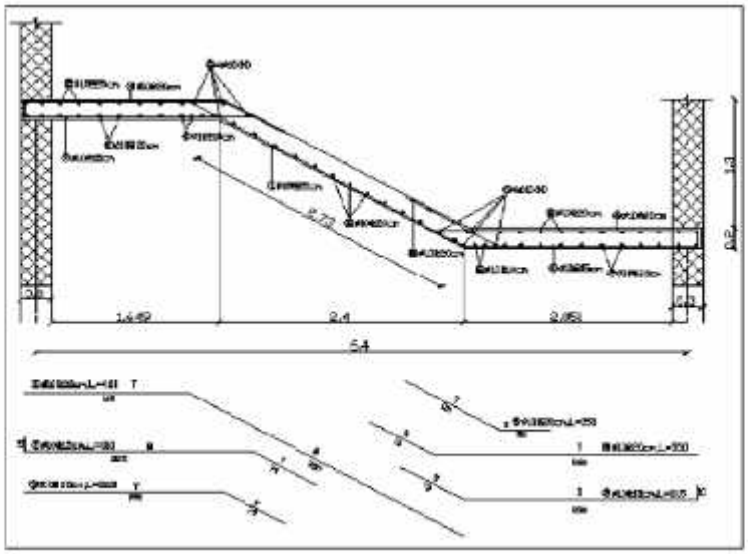


Fig. (4-8-2): Details of Stair

4.9 Design of a shear wall (W3):

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software , and this is a manual example of shear wall design :

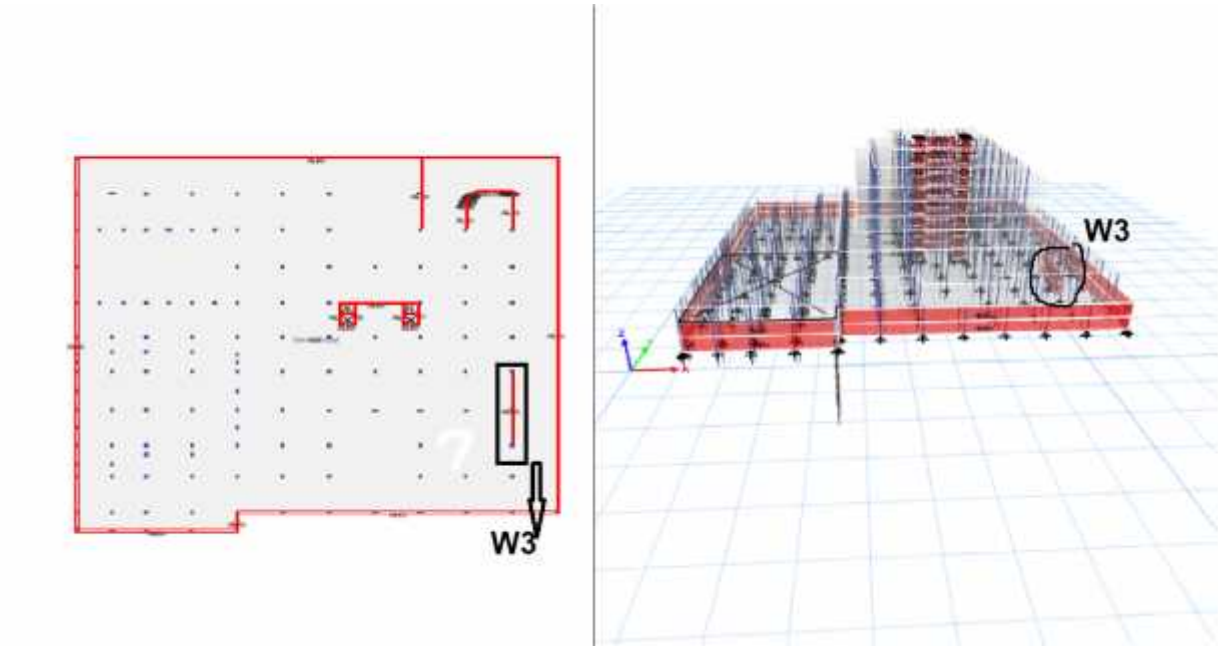


Fig. (4-9-1) Location of the Shear wall

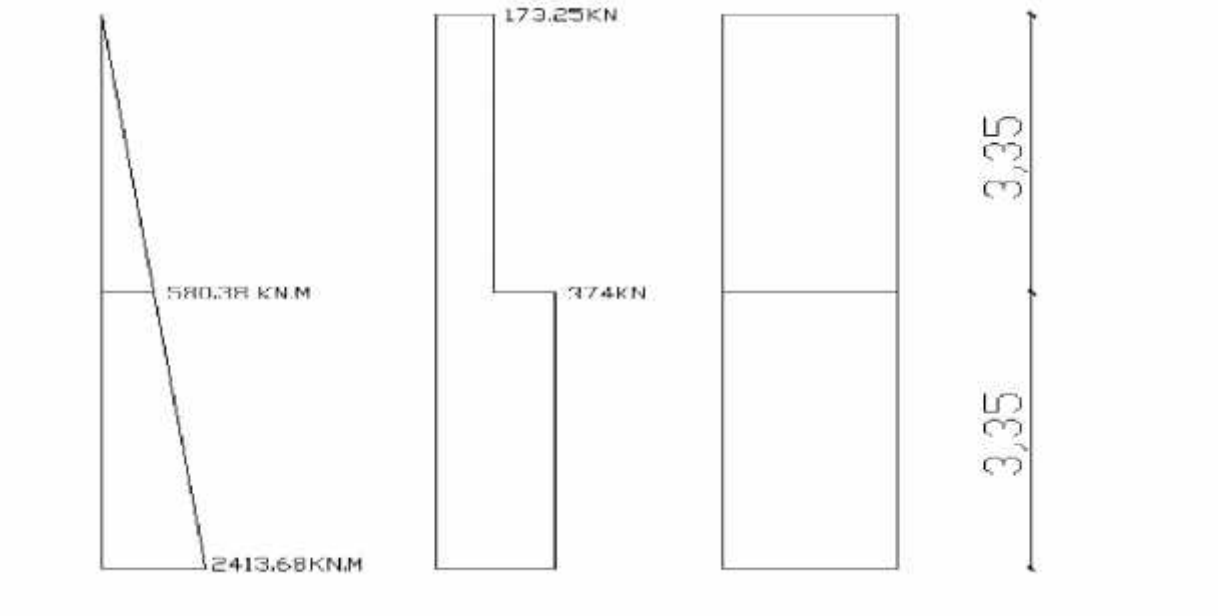


Fig. (4-9-2) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

Fc = 24MPa

Fy = 412 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 11.60 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.35 m story height

4 .15.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 173.25 + 374 = 547.25KN$$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{11.6}{2} = 5.8m \ldots . contorl$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{6.7}{2} = 3.35\,m$$
$$storyheigh \quad t = 3.35\,m$$
$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 11600 = 9280\ mm$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 9280 = 7245.6KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 250 * 9280 * 10^{-3} = 1894.27KN$$

$$V_c = 0.27 \quad \overline{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 9280 + 0 = 3068.72KN$$

$$Mu = \frac{2413.68 - 580.38}{3.35} + 2413.68 = 2960.9KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2960.9}{547.25} - \frac{11.6}{2} = 1.32 > 0 \ (+ve\ value)$$

$$V_c = \ 0.05 \ \ \overline{f_c} + \frac{l_w \ \ 0.1 \ \ \overline{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \ \ hd$$

$$= \ 0.05\sqrt{24} + \frac{11.6 \ \ 0.1\sqrt{24} + 0}{1.32} \ \ 250 * 9280$$

$$= 392.3KN\ Control$$

$Vs = Vn - Vc$

$= (374 \ / 0.75) - 392.3 = 106.4KN$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{106.4 * 10^3}{412 * 9280} = 0.0278mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0278}{250} = 0.00011 < 0.0025$$

Use ϕ 12 As=113.1 mm^2

$\rho = \frac{2*113.1}{S*250} = 0.0025 \Longrightarrow S = 361.92mm$ take it 250 mm

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{11600}{5} = 2320mm$$

$3h = 3 * 250 = 750mm$

450 mm……cont.

Use ϕ 10@200mm in tow layer

Design of bending moment :

$$A_{st} = \frac{11600}{250} * 2 * 113.1 = 10495.7mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c'} = \frac{10495.7}{11600 * 250} \frac{412}{24} = 0.062$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.062 + 0}{2 * 0.062 + 0.85 * 0.85} = 0.073$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \ 0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w}$$

$$= 0.9 \ 0.5 * 10495.7 * 412 * 11600(1 + 0)(1 - 0.073)$$

$$= 2092.4KN.m > Mu$$

→ use ϕ 12@1500 mm for vertical reinforcement

4-10 Design of Basement wall:

- **load calculation:**

fc =24 MPa, **fy**=412Mpa, **s**=18KN/m^3, **qall**=480KN/m^2, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	s	qall	ϕ	**surcharge**
24Mpa	412 Mpa	18 KN/m^3	480 KN/m^2	30	5KN/m^2

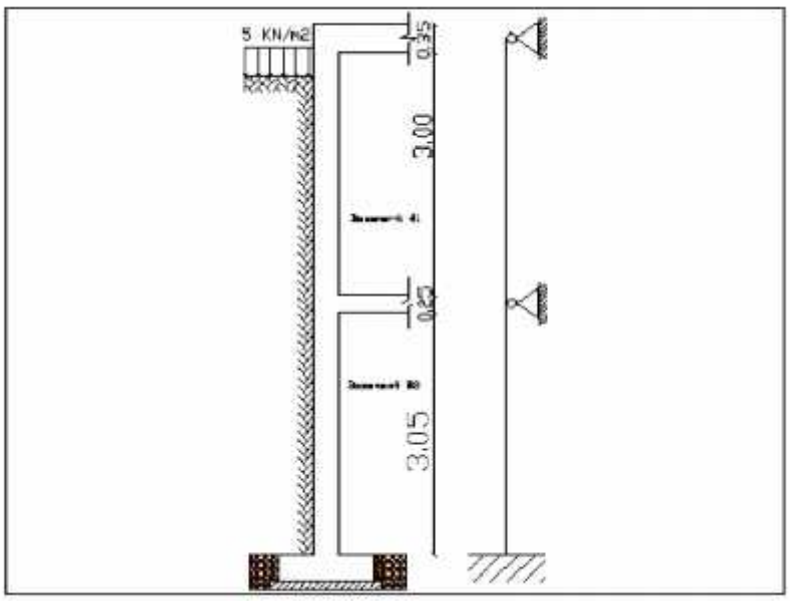


Fig (4-10-1):Section Of basement wall

$Ca = 1 - \sin^{-} = 1 - \sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * ¥ = 0.5 * 6.65*18 = 59.85 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = Ca * hs * ¥ = 0.5 * 0.278 * 18= 2.5 KN/m2

Ca	Pa	hs	Ps
0.5	59.85 KN/m2	0.278 m	2.5 KN/m^2

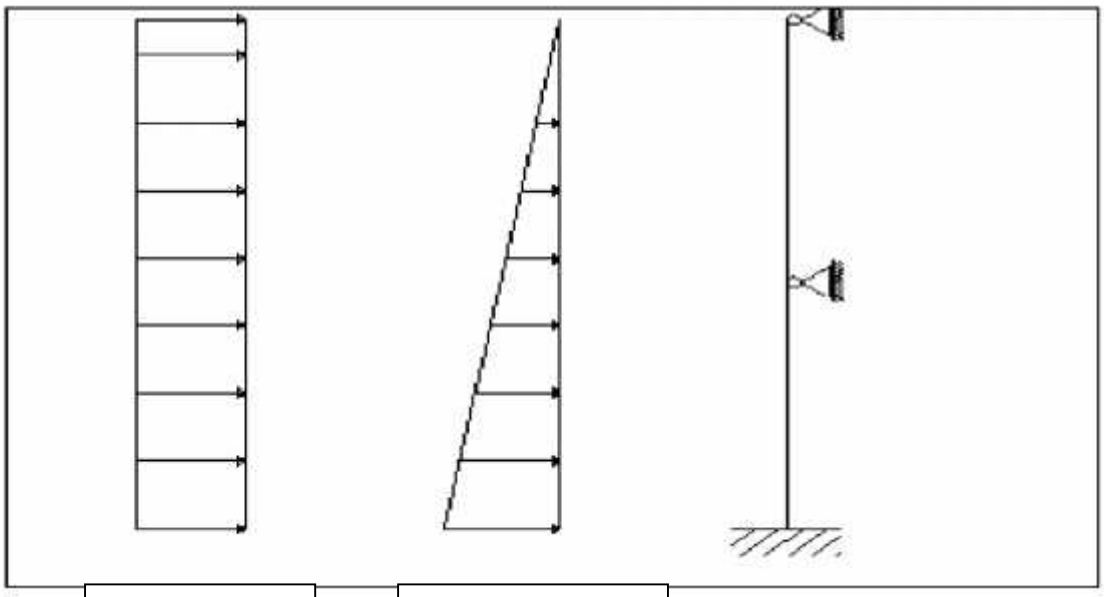


Fig. (4-10-2): Static System

From Atir we have moment and shear envelop

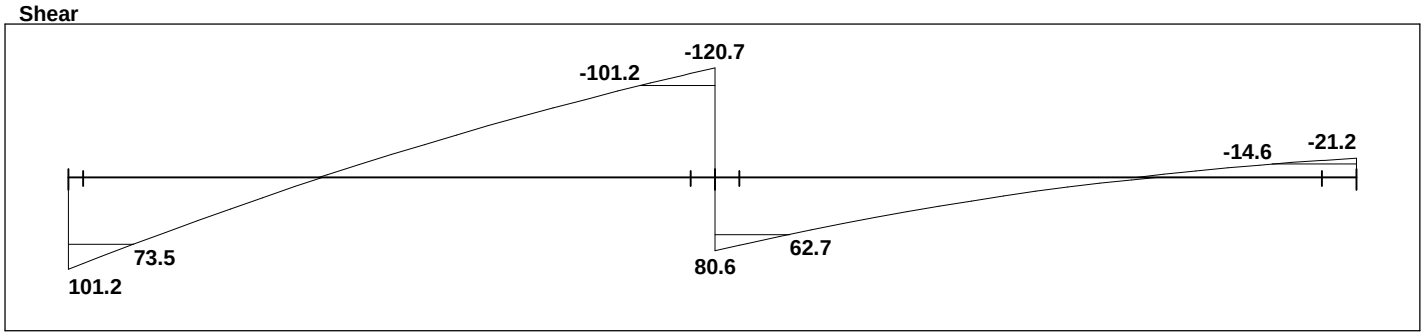


Fig. (4-10-3) : Shear envelope diagram of basement wall

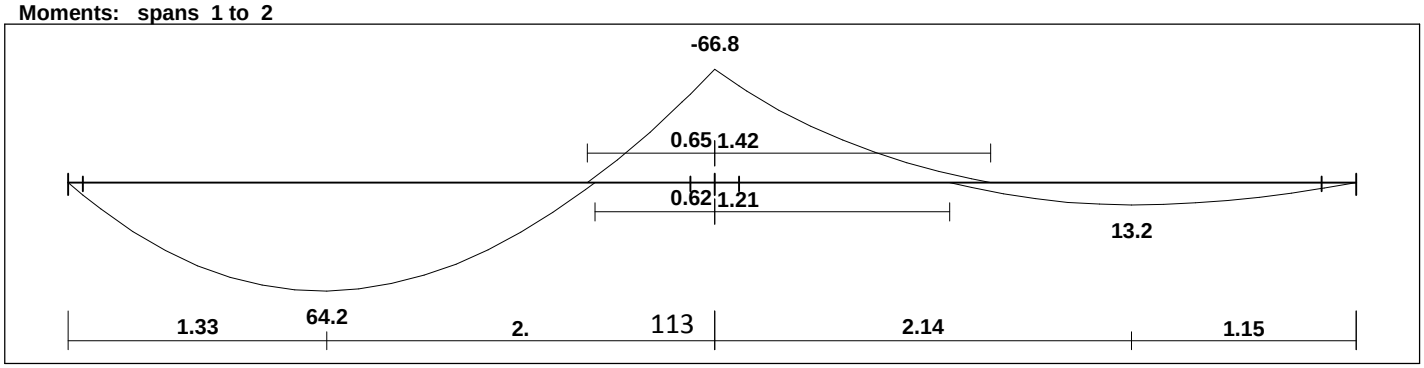


Fig. (4-10-4) : Moment envelope diagram of basement wall

Design of Bending Moment

Design of -ve moment:

Mu+ ≈Mu- = 66.8 KN.m/m

d = 300 – 75 - 20/2 = 215 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{66.8*10^6}{0.9*1000*215^2} = 1.6MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.2$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.2*1.6}{412}}\right) = 0.00405$$

As, req = 0.00405*1000*215= 870.75 mm^2/m……..

Use Φ 14@ 15 cm, on both sides.

With As,provided = 1026.25 mm2/m > As,req = 870.75 mm2/m

- As.min for vertical bars:

- 0.0015*b*h = 0.0015 *1000*300 = 450 mm^2/m
- $0.25\frac{\sqrt{24}}{412}$ *1000*250= 743.17 mm^2/m.
- $\frac{1.4}{412}$ *1000 *250 = 849.51 mm^2/m. . . . . **CONTROL**

Use Φ 14@ 15 cm, with As, provided = 1005.31 mm2/m > As, req = 870.75 mm2/m

- For horizontal bars :

For each side:

0.001*b*h =0.002*300*1000= 300 mm^2/m.

Use Φ 10@20cm, with As, provided = 392.7 mm2/m > As,req = 300 mm2/m

- Check for shear

$$d = 300 - 75 - 10 = 215cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 215 = 131.66KN$$

Vu= 120KN < ⍰Vc= 131.66……..OK

The thickness is enough

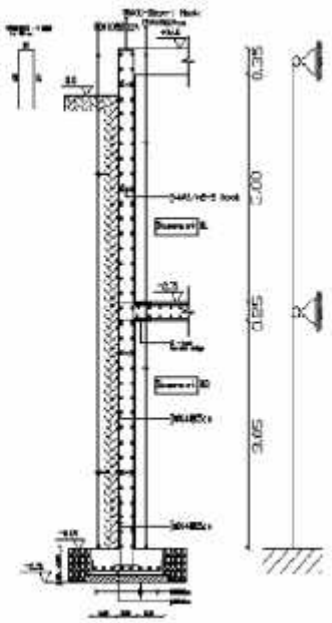


Fig. (4-10-5)Basement details

4.11 Design of Strip footing.

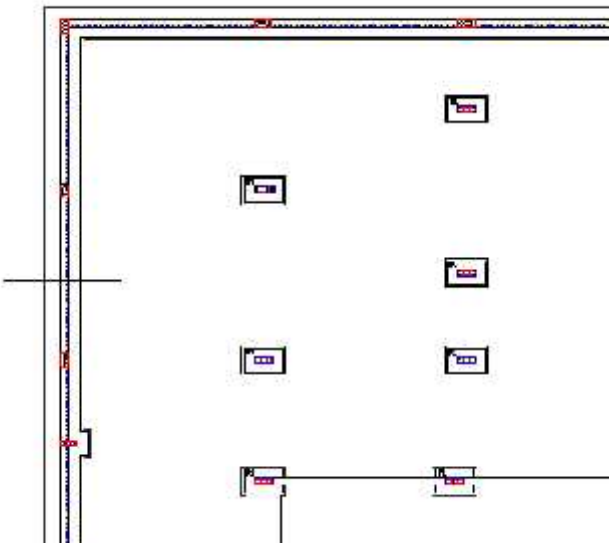


Fig. (4-11-1) location of Strip footing .

Load Calculation :

H (slab) = 0.35m

H (المدة) = 0.15m

Weight of wall (D.L.) = height* Thickness * 1m wide * γ_c = 3.35* 0.3 * 25 = 25.13 KN/m

From plaster D.L = 0.3* 25 * 23 = 5.52 KN/m2

$$D.L = 25.13 + 5.52 = 30.65 kn/m$$

Total W= 30.65 = 30.65 KN/m

Allowable soil pressure = 480 KN/m²

Assume footing thickness is 0.25 m.

$$A = \frac{Pn}{qall} = \frac{50}{480} = 0.104m2$$

$$\Rightarrow B = 1.2m$$

Take B=120 cm .

Pu = 1.4*30.65 = 42.91 KN/m

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{42.91}{1x1.2} = 35.76Km2$$

Assume h=35 cm

$$h = 350mm$$
$$d = 350 - 75 - 10 = 265mm$$

$$V_u = 1\times(0.6 - 0.15 - 0.265)\times 41.67 = 7.71kn$$
$$\text{¤}V_c = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 0.265\times 10^3$$
$$= 162.28kn$$
$$\text{¤}V_c >> V_U$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 35.76\times 0.45\times 1\times\left(\frac{0.45}{2}\right) = 3.62kn/m$$
$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{3.62}{0.9} = 4.022kn/m$$
$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{4.022\times 10^6}{1000\times 265^2} = 0.057Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_{c,}} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.057}{412}}\right) = 0.000139$$

A $_{s\ (req)}$ = 0.000139 (1000) (265) = 36.84 mm^2

A $_s$ min for shrinkage and temperature:

A $_s$ min =0.0018*b*h

=0.0018*1000*350=630 mm^2

$$As_{req} = 630mm^2$$

$$\#of\ bar = \frac{630}{113.1} = 4$$

Select Φ12 @ 15cm c/c with $A_{s\ prov.}$ 753.98mm²/m.