جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

عنوان المشروع :

التصميم الانشائي لمستشفى ابن الهيثم

فريق العمل :

طلب حميدات محمد شكارنة اياد نجار

إشراف :

م. خليل كرامة

2015

قدم هذا المشروع استكمالا لمتطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في كلية الهندسة في جامعة بوليتكنك فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمستشفى ابن الهيثم

أسماء الطلبة :-

طلب حميدات　　اياد نجار

محمد شكارنة

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

٢٠١٥-٢٠١٦ م

شكـــــــــر وتقديـــــــــــر

الحمد لله 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
	الشكر	١
	الإهداء	٢
	الفهرس	٣
	فهرس الأشكال	٥
	فهرس الجداول	٧
	الملخص	٨
	الفصـــــــــل 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
	الفصـــــــــل 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	١٩
٥.٢	وصف الواجهات	٢٣
٦.٢	وصف الحركة	٢٦
	الفصـــــــــل الثالث: **الوصف الإنشائي**	٢٧
١.٣	المقدمة	٢٨
٢.٣	أهداف التصميم الإنشائي	٢٨
٣.٣	الاحمال	٢٩

٤.٣	الاختبارات العملية	٣٢
٥.٣	العناصر الإنشائية	٣٢
	العقدات	٣٢
	الجسور	٣٥
	الأعمدة	٣٦
	الجدران الحاملة (جدران القص)	٣٦
	الأساسات	٣٧
	الأدراج	٣٩
	الجدران الإستنادية	٣٩
	الفصـــــــــل الرابع: **تحليل وتصميم العناصر الإنشائية**	٤١
١.٤	Introduction	٤٢
٢.٤	Determination of Factored Load	٤٢
٣.٤	Design of topping	٤٣
٤.٤	Design of Rib	٤٥
٥.٤	Design of Beam	٦٢
٦.٤	Design of column	٨٤
٧.٤	Design of isolated footing	٨٨
٨.٤	Design of stair	٩٧
٩.٤	Design of shear wall	١٠٥
١٠.٤	Design Mat footing	١٠٩
١١.٤	Design of strip footing	١١٤
١٢.٤	Design of combined footing	١١٦
١٣.٤	Design of water tank	١٢٦
١٤.٤	Design two way ribbed slab	١٣٠

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	19
٢-٤-٢	مسقط الطابق الارضي	20
٢-٤-٣	مسقط طابق الاول	21
٢-٤-٤	مسقط طابق الثاني	٢٢
٢-٤-٥	مسقط طابق الثالث	٢٣
٢-٥-١	الواجهة الشمالية	٢٤
٢-٥-٢	الواجهة الجنوبية	٢٤
٢-٥-٣	الواجهة الشرقية	٢٥
٢-٥-٤	الواجهة الغربية	٢٥
٢-٦-١	قطاعات في عدة أماكن في المبنى	٢٦
٣-٥-١	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٣
٣-٥-٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٣٣
٣-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٤
٣-٥-٤	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٤
٣-٥-٥	أشكال الجسور الساقطة و المسحورة	٣٥
٣-٥-٦	أحد أشكال الأعمدة	٣٦
٣-٥-٧	جدار القص	٣٧
٣-٥-٨	الأساس المنفرد	٣٧
٣-٥-٩	مسقط أفقي للأساسات	٣٨
٣-٥-١٠	مقطع طولي في الأساس	٣٨
٣-٥-١١	الدرج	٣٩
٣-٥-١٢	جدار استنادي	٤٠

٤٢	Section in ripped slab	١-٢-٤
٤٥	Place of rib 13	١-٤-٤
٤٥	Rib 13 geometry	٢-٤-٤
٤٦	loading of Rib R13	٣-٤-٤
٤٦	Moment Envelop of rib R13	٤-٤-٤
٤٦	Shear Envelop of rib R13	٥-٤-٤
٦٢	Place of beam 44	١-٥-٤
٦٢	Beam 44 geometry	٢-٥-٤
٦٣	Moment and shear Envelop of rib beam 44	٣-٥-٤
٨٤	Place of column C106 within the ground floor	١-٦-٤
٨٨	Section of column (C106)	٢-٦-٤
٩٦	Detail of isolated footing (F9)	١-٧-٤
٩٦	Section in footing (F9)	٢-٧-٤
٩٧	Direction of loading of stair	١-٨-٤
١٠٤	Detail of stair	٢-٨-٤
١٠٥	Location of shear wall	١-٩-٤
١٠٥	Shear and moment diagrams of shear wall	٢-٩-٤
١٠٩	Place of mat footing	١-١٠-٤
١١٠	Dead load from shear wall	٢-١٠-٤
١١٠	Life load from shear wall	٣-١٠-٤
١١١	Maximum shear value	٤-١٠-٤
١١١	Punching shear vlue	٥-١٠-٤
١١٢	Maximum Moment value	٦-١٠-٤
١١٣	Detail of mat footing	٧-١٠-٤
١١٤	Location of strip footing	١-١١-٤
١١٦	Location of combined footing	١-١٢-٤
١١٩	Combined footing	٢-١٢-٤
١٢٠	Shear and moment diagrams of combined footing	٣-١٢-٤

٤-١٢-٤	Detail of combined footing	١٢٥
٤-١٣-١	Water tank	١٢٥
٤-١٣-٢	moment diagrams of wall	١٢٧
٤-١٣-٣	moment diagrams of mat foot of tank	١٢٨
٤-١٤-١	Place of two way ribbed slab	١٣٠
٤-١٤- ٢	Two way ribbed slab section	١٣٠

فهرس الجداول

رقم الجدول	عنوان الجدول	رقم الصفحة
٣-٣-١	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٩
٣-٣-٢	الأحمال الحية	٣٠
٣-٣-٣	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٣١
٤-٢-١	Calculations of Dead load	٤٢
٤-٣-١	Calculations of Dead load of topping	٤٣
٤-٨-١	Dead load of stair	٩٨
٤-١٤-١	Load calculation of ribbed slab	١٣٢

الملخص

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى ابن الهيثم في بني نعيم ، وهو عبارة عن مجمع طبي يضم أربعة أقسام هي : قسم الولادة و النساء وتصوير الاشعه وغسيل الكلى و قسم الجراحة، وقسم الباطني ووحدة العناية المركزة للأطفال، بحيث سيشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة بحيث يتكون المبنى من خمسة طوابق بمساحة اجمالية تساوي ٧١٠٠ مترا مربعا .

ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، كما وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلاة والبلاطات الخرسانية والأدراج وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Autocad, Office , Safe, , Atir وغيرها. ومن الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأمريكي لتحديد الأحمال كما وسيتم الاطلاع ودراسة المراجع الخاصة بالتصميم الإنشائي وعلى بعض مشاريع التخرج السابقة، حيث سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر المطلوبة في مقدمة المشروع و إعداد المخططات الإنشائية للمبنى.

Abstract

The idea of this project is the structural design of Ibn al-Haytham Hospital in Bani Naim, which includes four departments: Department of childbirth, women and radiology and dialysis and the Department of Surgery, and Department of Internal Medicine and the intensive care unit for children. The project will include the construction design with all details necessary for the building which consists of five stories With a total area equal to 7,100 square meters. .

The architectural design of the project based on multiple steric blocs distributed consistently in terms of aesthetic and functional purposes, as well as it has been designed in the form of distributing blocks that provide comfort, ease and speed of access for users. The importance of the project can be observed in the variety of the structural elements of the building such as slaps, beams, columns, foundation…etc.

The project - God willing - will be designed using ACI code and we will use some of programs of structural design such as Autocad2010, Office2007, Safe, Etabs, Atir…etc. And we will use the ACI code to determine the loads, and we will refer to several references and graduation projects for data and design calculations. So the project will include detailed structural study, analysis of the structural elements, expected and calculated loads, the structural design of the elements required and the preparation of construction plans.

الفصل الأول

١

١-١ المقدمـــــــــــــــــة

١-٢ مشكلة البحث (المشروع)

١-٣ أسباب اختيـــار المشروع

١-٤ أهداف المشـــــــــروع

١-٥ المسلمات

١-٦ خطوات المشـــــــــروع

١-٧ نطاق المشـــــــــروع

١-٨ حدود المشـــــــــروع

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 يستنير 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، و قد 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 مستشفى في قرية بني نعيم تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات الصحية والشركات الحديثة؛ فهي تشتمل على مجموعة من الاقسام الصحية وقاعات انتظار وغرف للموظفين وكافيتيريا وغيرها.

١- 2 مشكلة البحث :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة لمستشفى ابن الهيثم الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث، حيث يتضمن المشروع التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلائم 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 (Autocad,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 نطاق 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- ٢٠١٥ م من خلال مساق مقدمة مشروع التخرج خلال الفصل الاول، ومساق مشروع التخرج خلال الفصل الدراسي الثاني.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٥.٢ وصف الواجهات.

٦.٢ وصف الحركه.

١.٢ 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 تصميم المستشفيات والمراكز الصحية العامة توفير الراحة النفسية للمرضى بالاضافة الى توفير عدد من الخدمات للمرافقين مثل قاعات الانتظار وغرف للاطباء والممرضين وقاعات التشخيص التي تحوي اكثر من سرير والتى تكون واسعة وبلا اعمدة لسهولة تنقل الاطباء والأسرة للمرضى 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 .

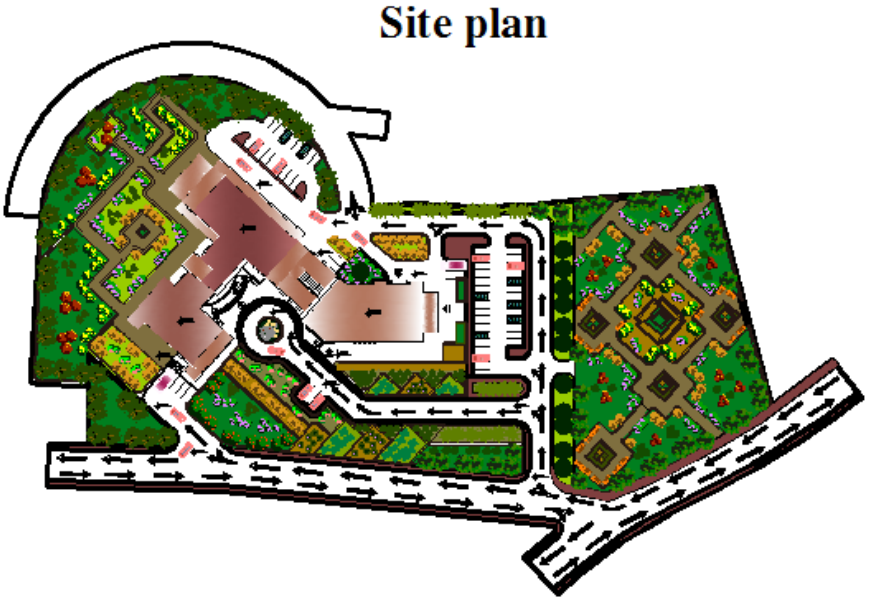
٢.٢ لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مستشفى بعدد من التخصصات المختلفة في قرية بني نعيم تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المستشفيات الحديثة؛ فهي تشتمل على مجموعة من التخصصات و قاعات 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،

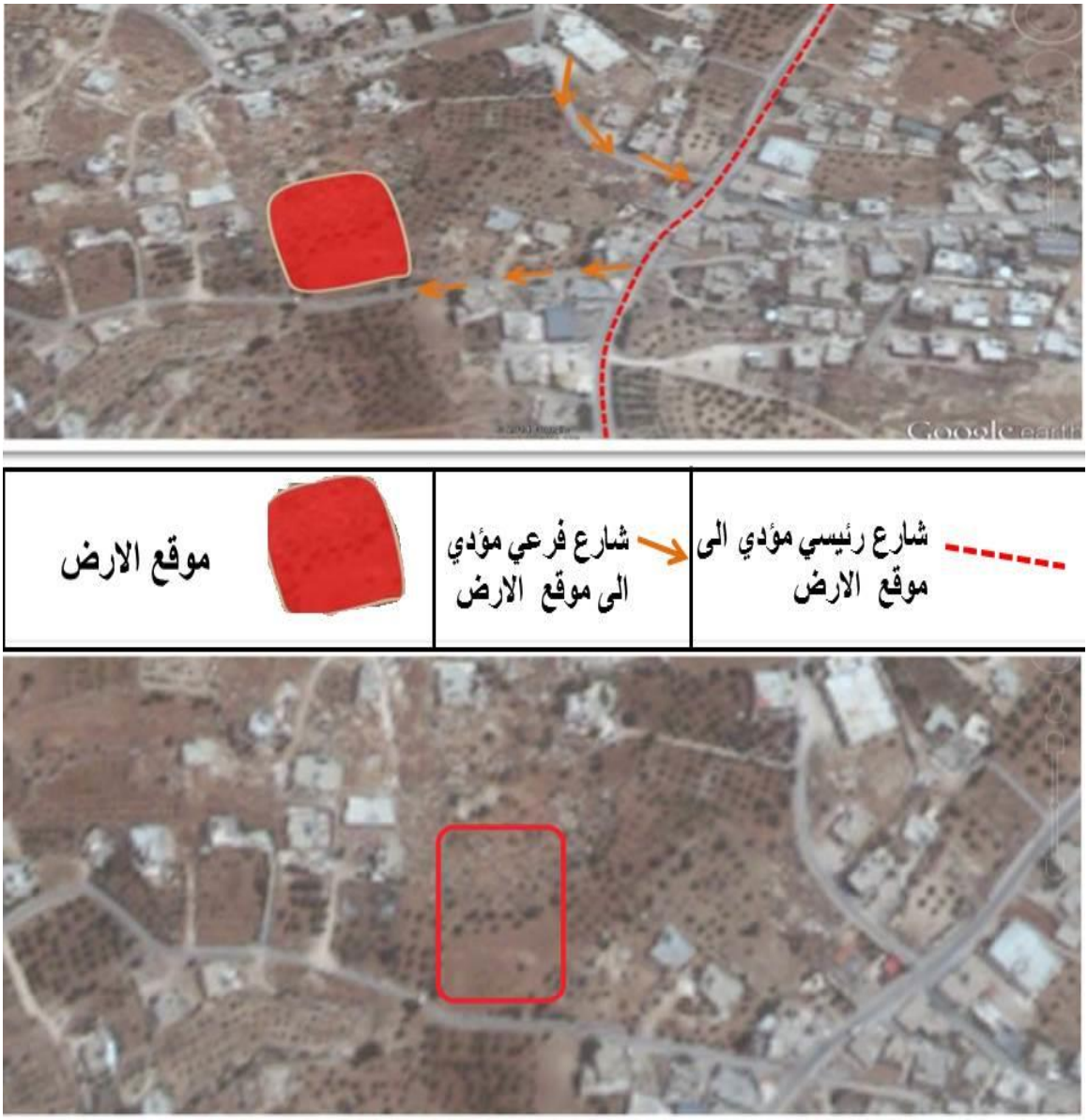
يتكون المبنى من خمسة طوابق على قطعة أرض مساحتها ١٢٢٣٥ متر مربع ، ومساحة البناء ٤٤٤٩.١٣١٥ متر مربع .

٣.٢ موقع المشروع

تقع قطعة الأرض المقترحة في قرية بني نعيم جنوب شرق مدينة الخليل ، بالقرب من منطقة ياقين ، مقابل مسجد سينا حمزة في حارة المسعورة ، وهي قريبة من مدخل القرية وتقع على شارع فرعي مرتبط بشارع رئيسي للقرية وهو شارع مقمام سيدنا لوط عليه السلام المرتبط بشارع الالتفافي بشكل مباشر ، حيث تبعد عن مركز القرية حوالي نصف كم قطريا و حوالي ٨ كم عن مدينة الخليل ، وعن الشارع الالتفافي ١.٥ كم ، وهذا إن دل انما يدل على سهولة الوصول للموقع من مناطق مختلفة للقرية .



الشكل(٢-٣-١) يبين مخطط موقع البناء



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

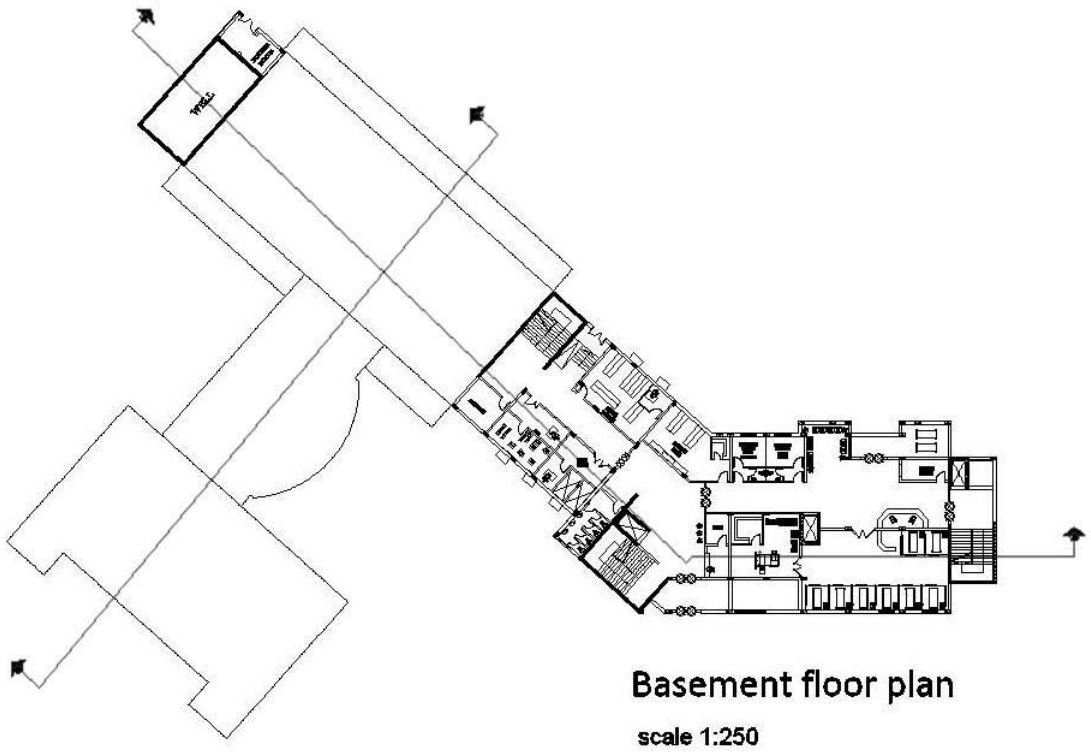
المصدر: (الباحثون)

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى حوالي ٧٠٣٥.٥٢٥٢ م٢ .

طابق التسوية :

تبلغ مساحة هذا الطابق ٩٧٧.٨٢٣٣ م٢ ذات منسوب (+٢) متر من سطح الأرض وهو عبارة عن طابق طواريء واستقبال مرضى وخدمات طبية بالاضافة الى صيدلية للعقاقير والادوية وخدمات اخرى ، يمتاز بسهولة حركة الموظفين والمرافين والمرضى وكذلك سهولة دخول الحالات الصعبة والفورية له من الباب الرئيسي وسهولة الانتقال من طابق التسوية الي أي طابق اخر حسب طبيعة المرض اوالحالة المرضية ، و مساحات مناسبة للغرف العلاجية والتشخيصية ، وتوفير عدد كافي من الاسرة لكل مريض او حالة .

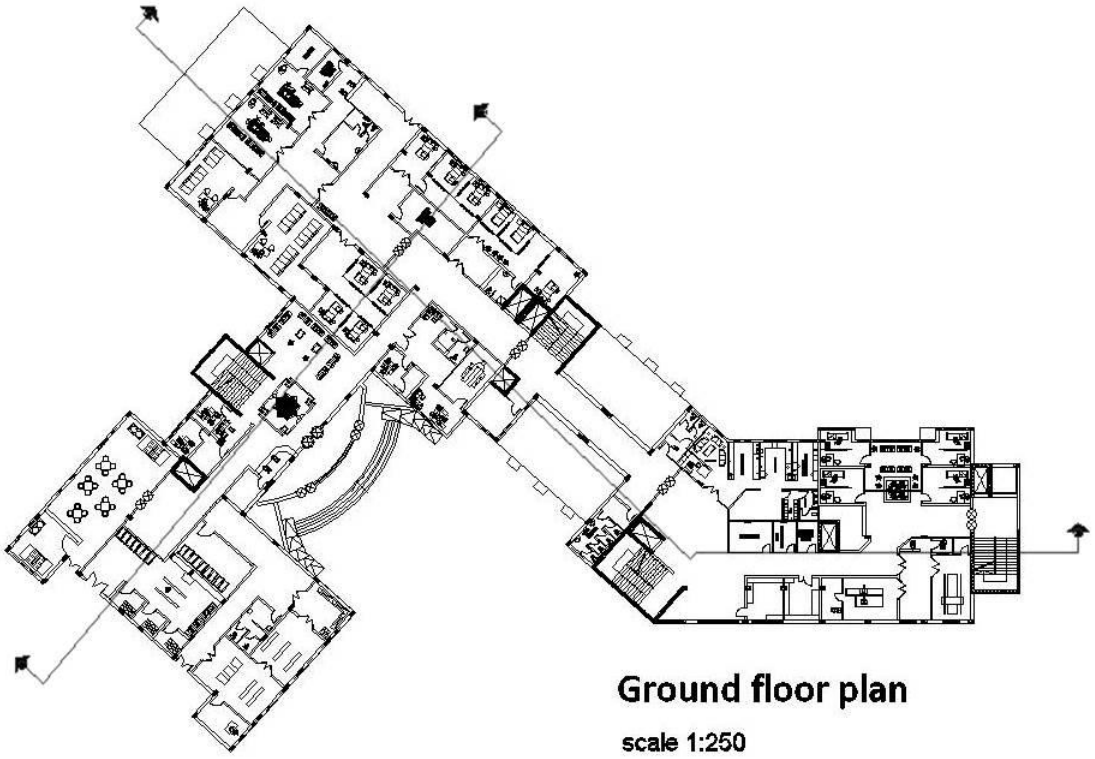


الشكل(٢-٤-١)مسقط طابق التسوية

الطابق الأرضي:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٦٤٩.١٣١٥م٢منسوب هذا الطابق (+٦) متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف

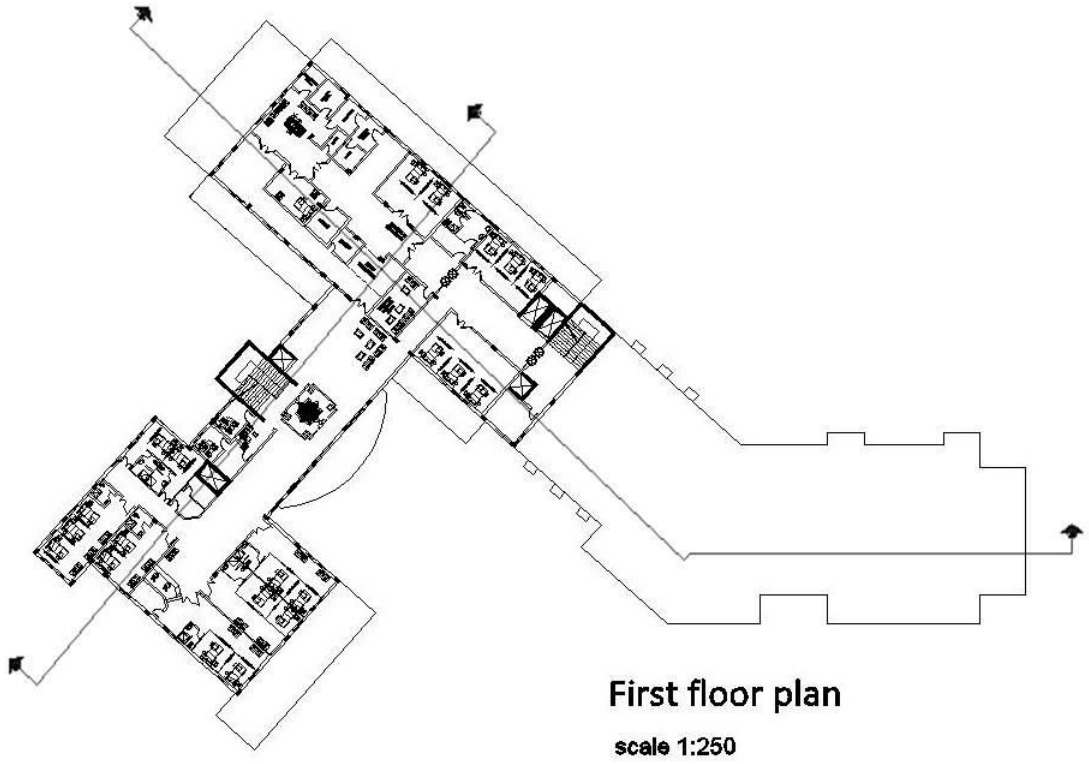
الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: مكاتب اطباء وغرف استراحة للممرضين حيث تبلغ مساحتها مساحة ثلث الطابق تقريبا، مطعم ، قسم للعمليات ومختبرات لعمل الفحوصات المختلفة ،صيدلية عقاقير وادوية ، وغرفة تصوير اشعة .



الشكل(٢-٤-٢)مسقط الطابق الأرضي

الطابق الأول :

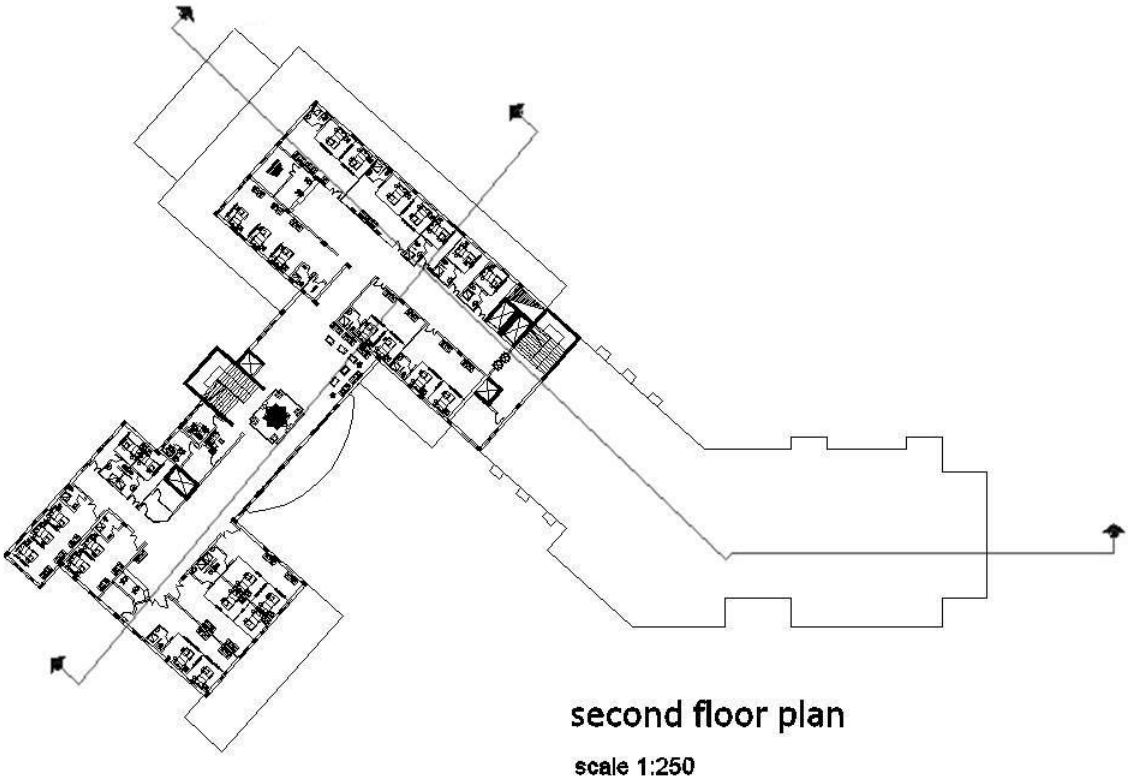
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق١٣٠٨.٥١ م^{٢}منسوب هذا الطابق (+١٠) متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: قسم c.c.u و قسم i.c.u كما و يحتوي على قسم توليد وغرف مرضى وخدمات للمرضى والموظفين والاطباء .



الشكل(٢-٤-٣)مسقط الطابق الأول

الطابق الثاني:

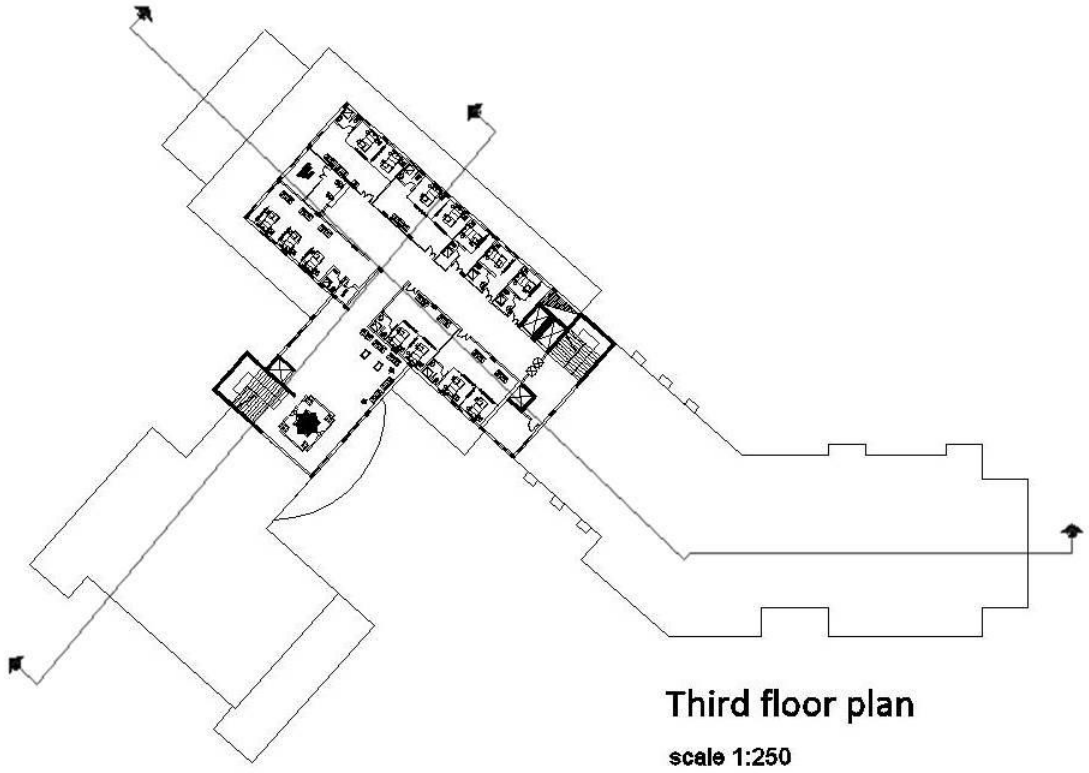
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٢٣٠.٥١ م^{٢}منسوب هذا الطابق (+١٤) متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: غرف عمليات واجراء فحوصات وغرف راحة للمرضى وعناية مركزة ومكاتب اطباء واستقبال المراجعين والتشخيص الاولى للمرض .



الشكل(٢-٤-٤)مسقط الطابق الثاني

الطابق الثالث:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق٧٧٠.٦٤٦ م٢منسوب هذا الطابق (+١٨) 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: قسم العنية بالاطفال اجراء عمليات جراحية للأطفال وفحوصات الامراض وغرف راحة الاطفال بعد العمليات وخدمات للأطباء للموظفين وقسم للعائلات من أجل الانتظار وحمامات ومركز فحص دم وأجراء العلاجات الطارئة والسريعة للأطفال .

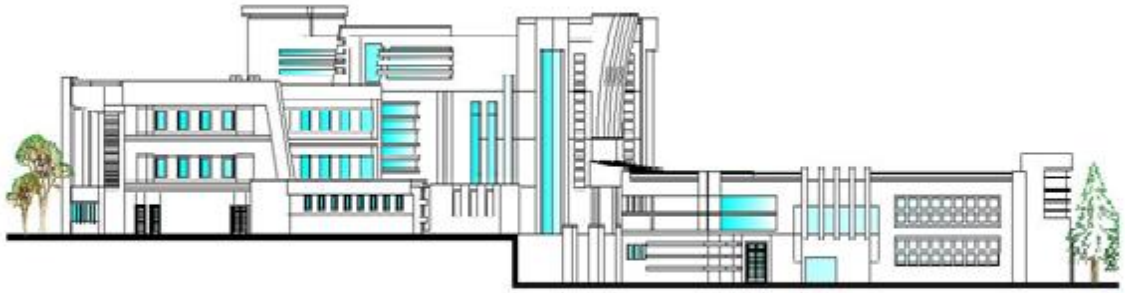


الشكل(٢-٤-٥)مسقط الطابق الثالث

٥.٢ 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 :

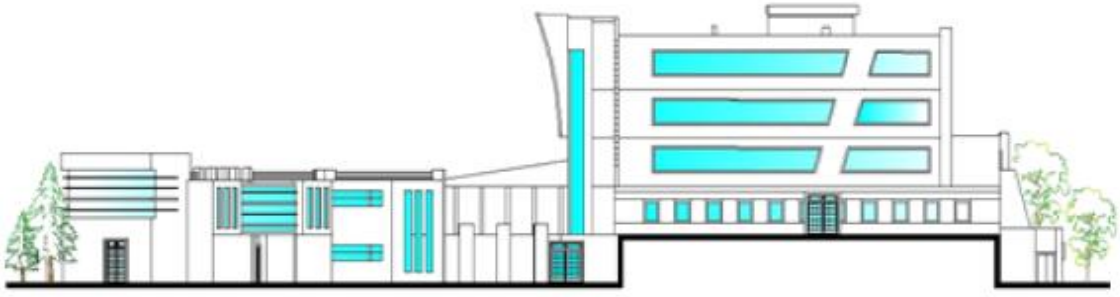


North Elevation

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 .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:

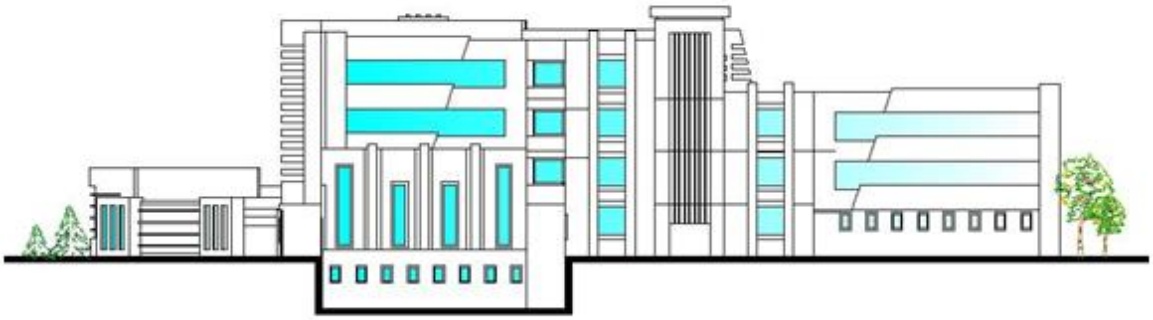


South Elevation

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.

الواجهة الشرقية:

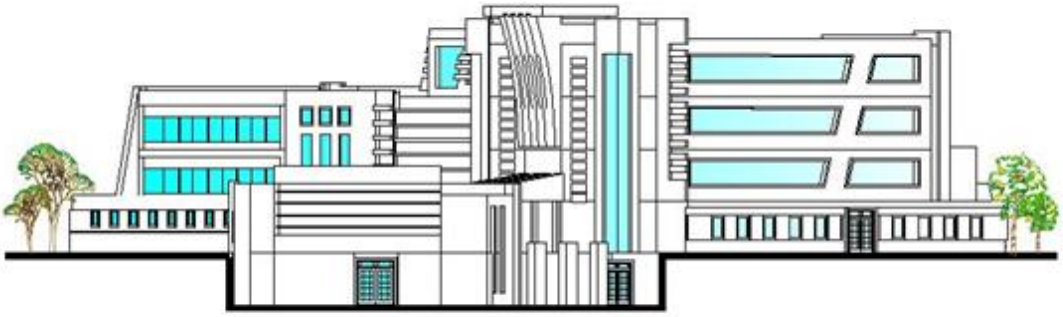


east Elevation

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:



West Elevation

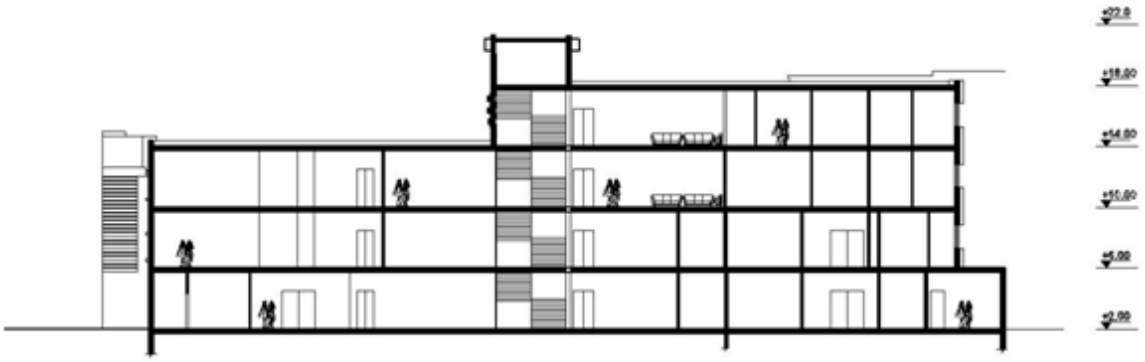
الشكل (٢-٥-٤)الواجهة الغربي

٦.٢ 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 الموظفين والمراجعين والمرضى من الطابق الارضي وماكن من طابق التسوية لدخول الحلات الخطرة والطارئة والمستعجلة ، 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 وبنك الدم والفحوصات والصيدلية . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

Section A-A



Section B-B

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

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

٣.١ المقدمة

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الاحمال

٣-٣-١ الأحمال الميتة .

٣-٣-٢الأحمال الحية.

٣-٣-٣الأحمال البيئية .

٣-٣-٤احمال الرياح .

٣-٣- ٥ احمال الثلوج .

٣-٣- ٦احمال الزلازل .

٣.٤الاختبارات العملية .

٣.٥العناصر الإنشائية.

٣-٥-١ العقدات .

٣-٥-٢ الجسور .

٣-٥-٣ الأعمدة.

٣-٥-٤ الجدران الحاملة (جدران القص).

٣-٥-٥ الأساسات.

٣-٥-٦ الأدراج.

٣-٥-٧ الجدران الإستنادية .

1.3مقدمة

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 التجوال الموجز في الجانب المعماري للمستشفى ، و التعرف على 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 عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2.3 هدف 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) وتجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3.3 الاحمال :

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.

1.3.3الأحمال 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 (٣-٣-١) 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	١٠
5	القصارة	٢٢
6	الرمل	١٧

2.3.3 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 (٣-٣-٢) 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)	2

3.3.3 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:

4.3.3 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.

5.3.3 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.

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

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

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

6.3.3 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.

٤.٣ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع 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 كيلو نيوتن لكل متر مربع.

٥.٣ 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 :

١.٥.٣ 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 :

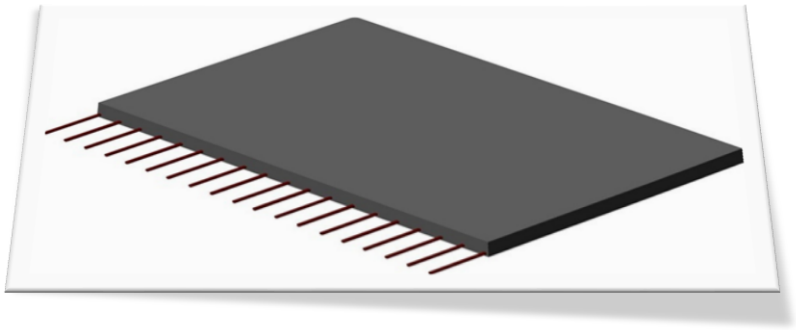
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

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.

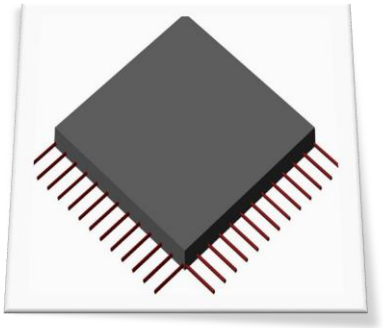


الشكل (٣-٥-١): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- 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

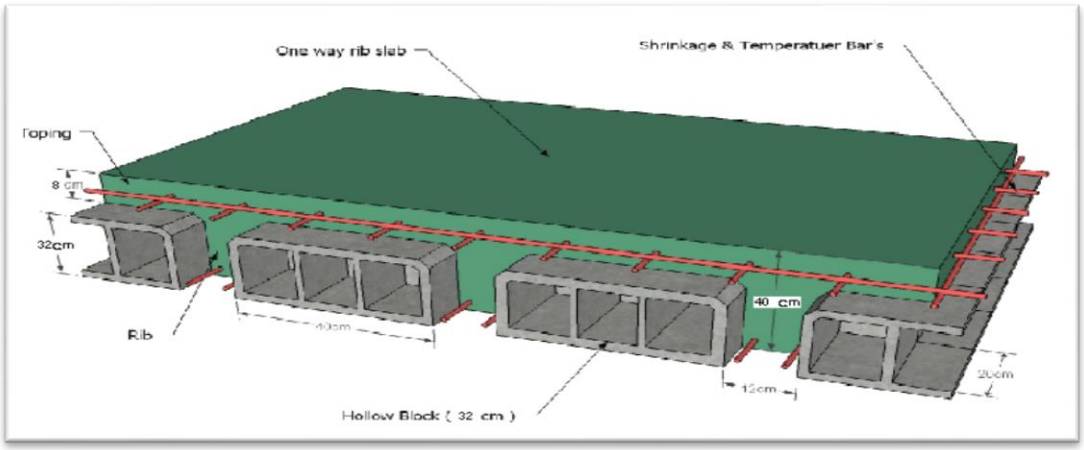
موضحه في الشكل **(٣-٥-٢):**



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

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

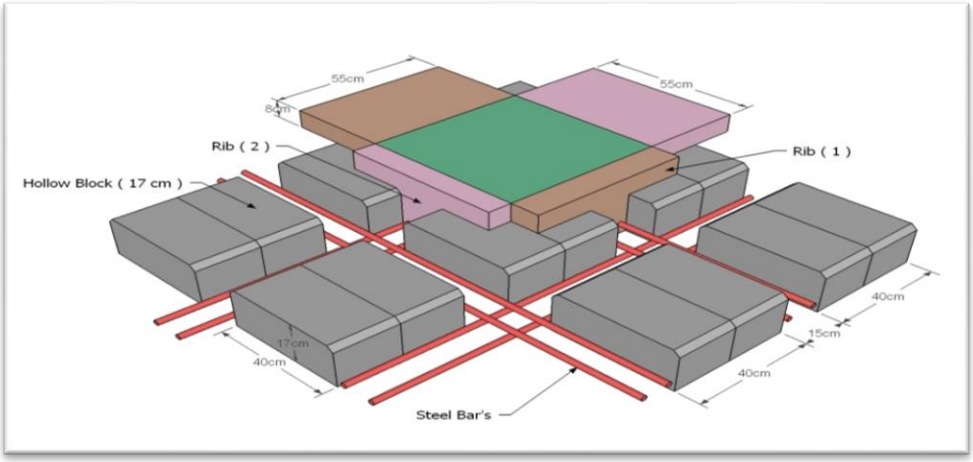
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد وقد استخدم تصميمها في معظم عقدات المبنى كما هو مبين في الشكل (٣-٥-٣)



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، وقد تم استخدام هذا النوع من العقدات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل(3-5-4):



الشكل (3-5-4): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

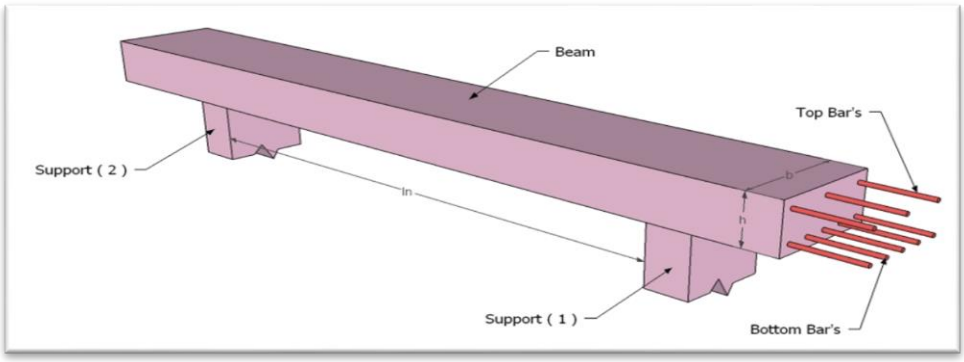
٢.٥.٣ الجسور :

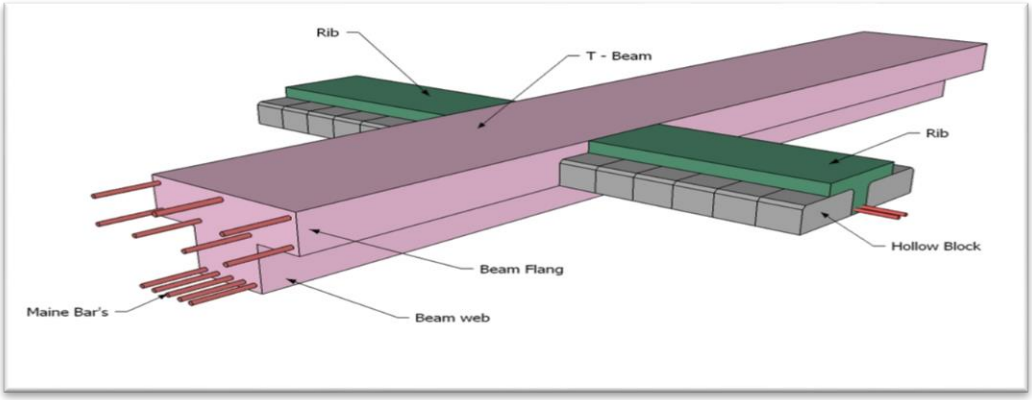
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين

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

٢. والجسور المدلاه "Dropped Beams" وهي التي 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 L –section , T-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.



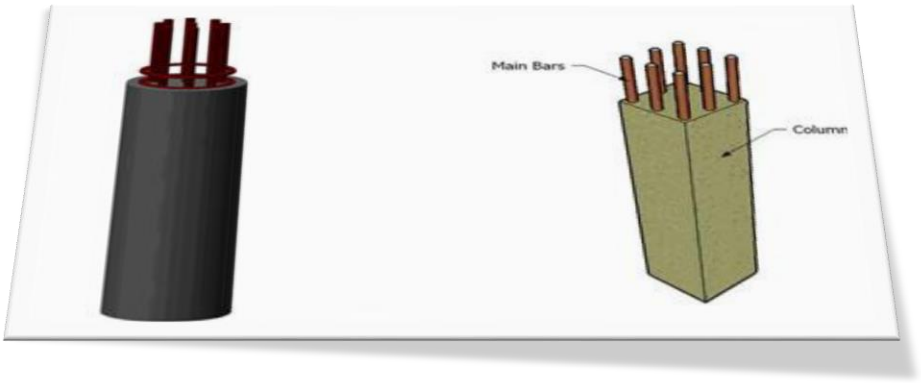


الشكل (3-5-٥) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

٣.٥.٣ 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 .



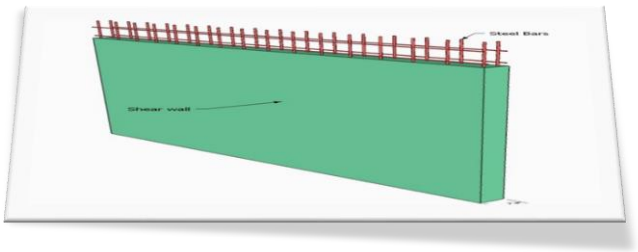
الشكل (3-5-٦): أحد أشكال الأعمدة.

٤.٥.٣ 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

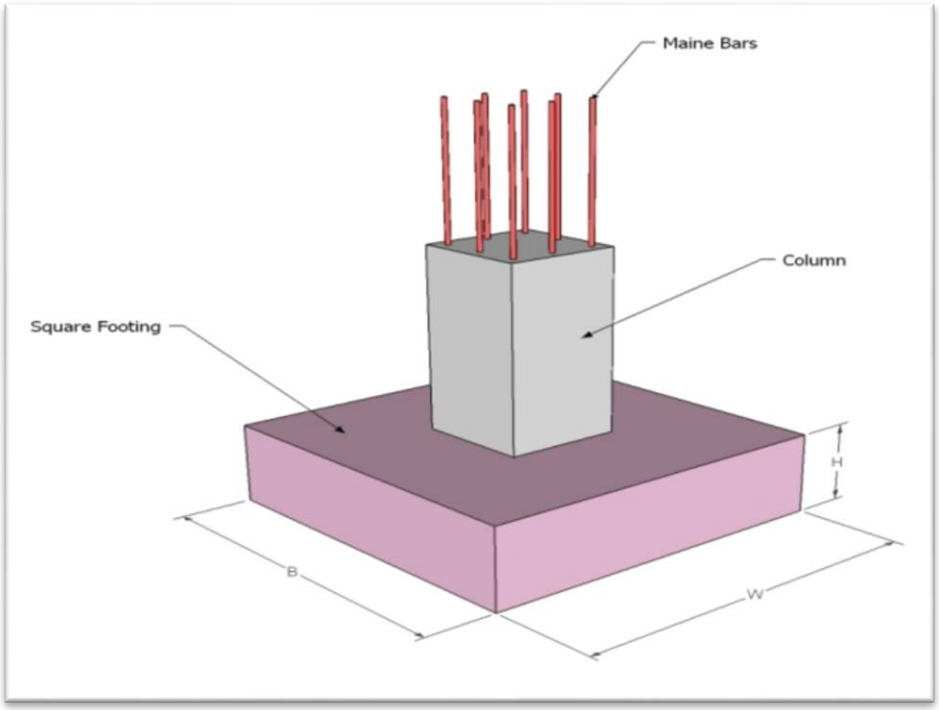
مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (3-5-٧): جدار القص

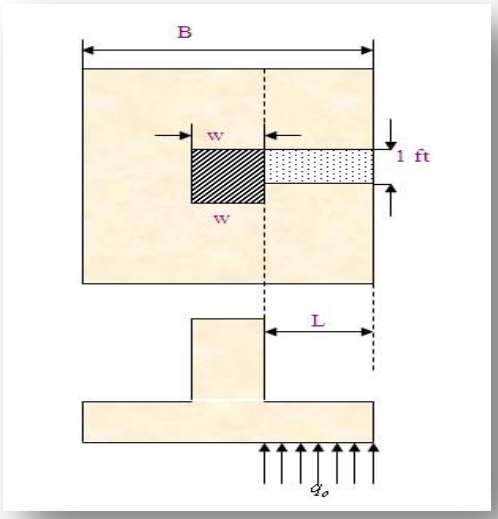
٣.٥.٥ الأساسات :

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.

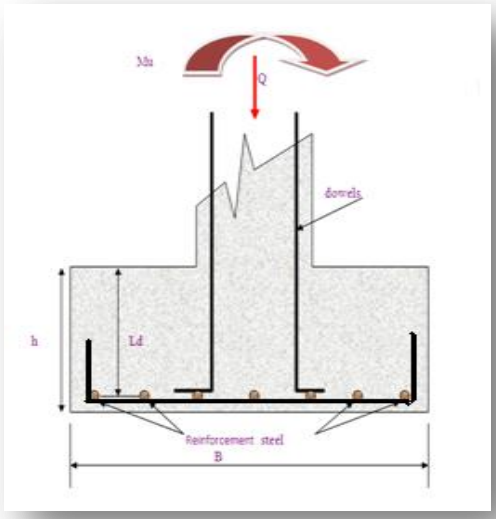


الشكل (3-5-٨) : الأساس المنفرد

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل من العقدة 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 (3-5-٩) مسقط أفقي للأساسات

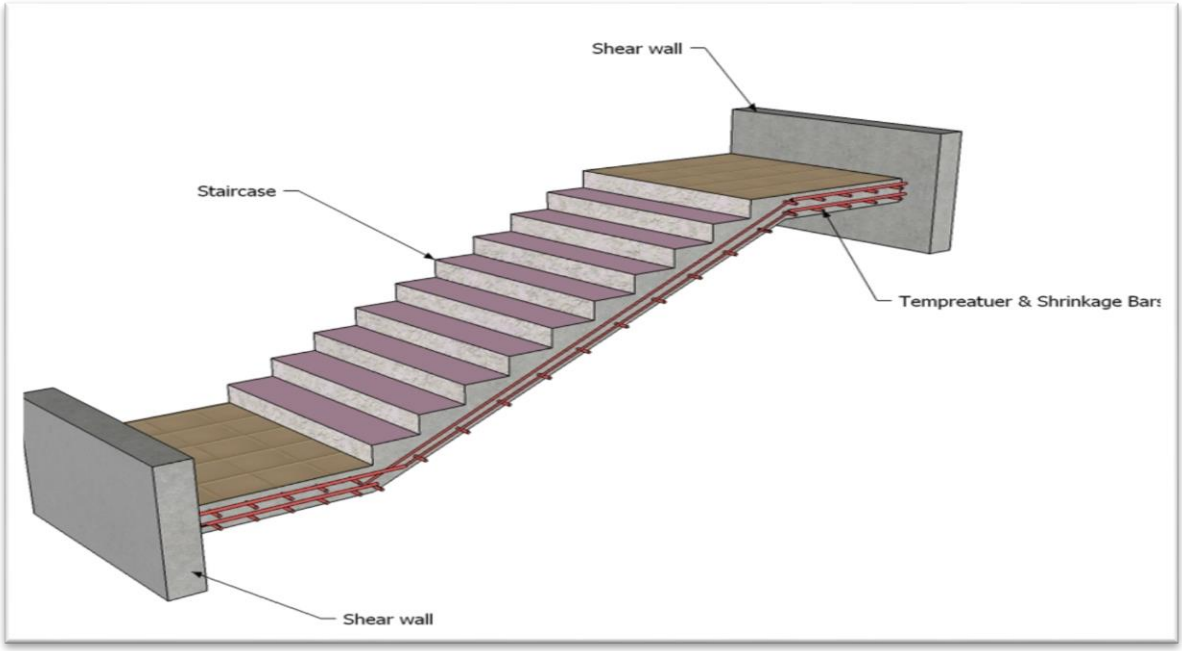


الشكل رقم(3-5-١٠) مقطع طولي في الأساس

في الشكلين **(3-5-٩)** **(3-5-١٠)** 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.

٦.٥.٣ 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 .



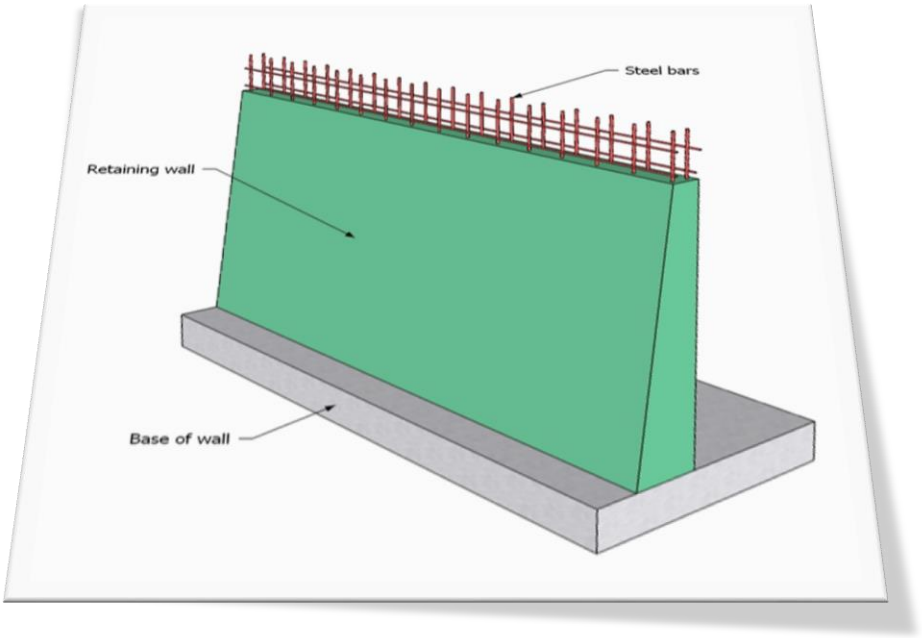
الشكل (3-5-١١): الدرج .

٧.٥.٣ 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 (3-5-١٢)جدار استناد

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 isolated Footing.

4-8 Design of Stair.

4-9 Design of Shear wall.

4-10 Design of Mat footing

4-11 Design of Strip footing.

4-12 Design of Combined footing.

4-13 Design of Water tank.

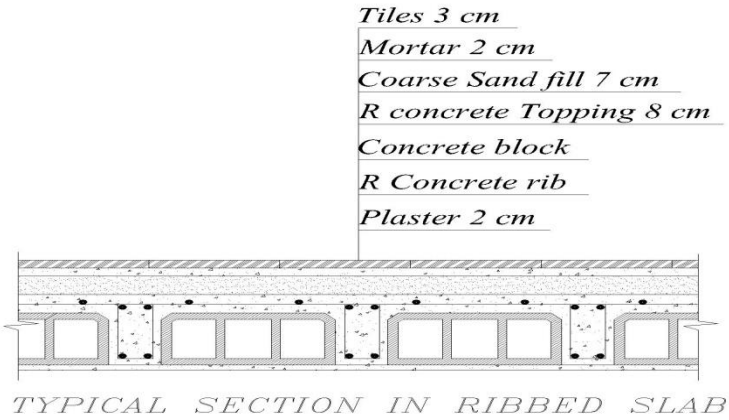
4-14 Design of two way ribbed slab .

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



Fig(4-2-1) section in rib slab

tabel(4-2-1)Calaculation of dead load :

		kN/m / rib
Tiles	0.03×0.52×23	0.358
Mortar	0.02×0.52×22	0343
Coarse Sand Fill	0.07×0.52×17	0.618
Topping	0.08×0.52×25	1.04

Block	0.27×0.40×10	1.08
Concrete Rib	0.27×0.12×25	0.81
Plaster	0.03×0.52×22	0.343
Partitions	1×0.52	0.52

Nominal Total Dead Load = 5.11 kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.52 = 2.6 kN/m of rib

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.11= 6.13KN/mof rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/mof rib.

4.3 Design of Topping:

tabel(4-3-1)Calaculation of dead load of toping :

		kN/m / rib
Tiles	1×0.03×23	0.69
Mortar	1×0.03×22	0.66
Coarse Sand Fill	1×0.07×17	1.19
Topping	1×0.08×25	2
Partitions	1×1	1

Used fy = 420 MPa& fc' = 24MPa

Dead load of topping = 5.54 KN/m

Live Load = 5*1=5 KN/m.

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.54 + 1.6 * 5 = 14.64 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$Mu = \frac{w_u \times l^2}{12} = \frac{14.64 \times (0.4)^2}{12} = 0.195 kN.m$$

$$Vu = \frac{w_u \times l}{2} = \frac{14.64 \times 0.4}{2} = 2.92 kN$$

$$\text{Vc} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 \times 10^{-6} = 48 kN > 2.92 kN \times \Phi$$

No shear reinforcement is required.

Design of bending for Topping :

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

$$\phi \times Mn = 0.55 * 2.19 = 1.207 kN.m.$$
$$\phi \times Mn = 1.204 kN.m > Mu = 0.195 kN.m.$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$$\rho = 0.0018$$

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

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

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

4.4 Design of Rib (R2) at ground Floor:

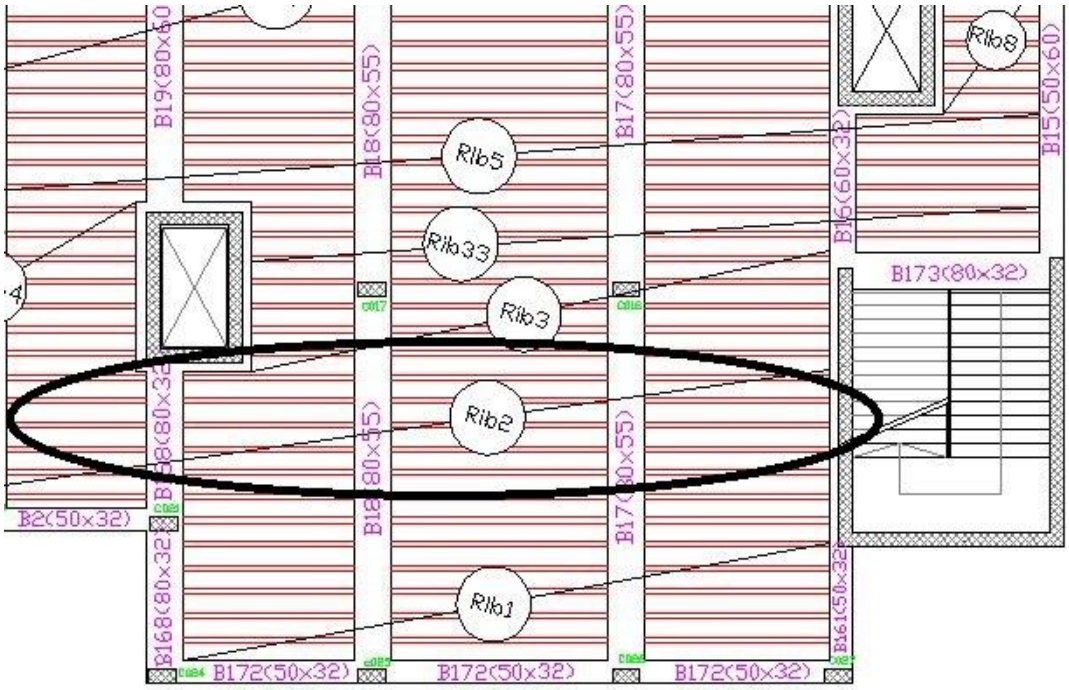


Figure (4-4-1): place of rib 2

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

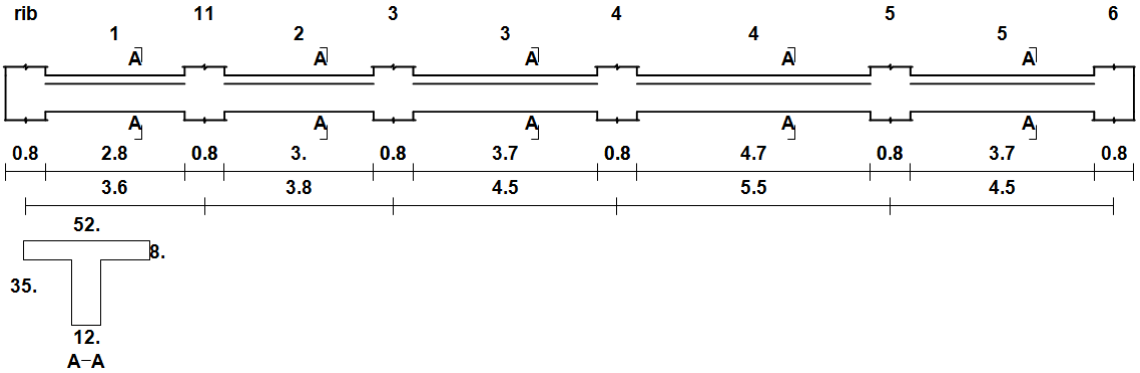


Figure (4-4-2): Rib 2 geometry.

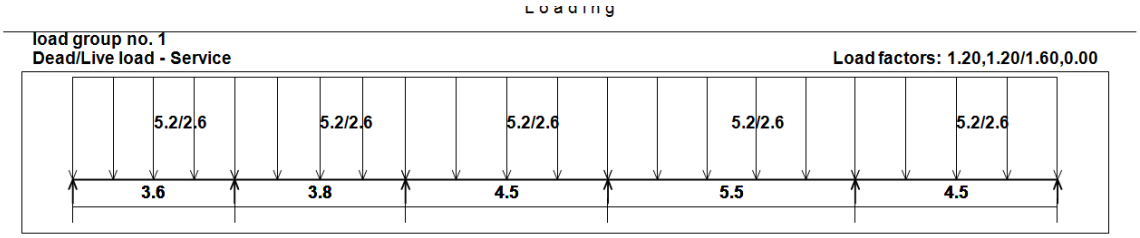


Figure (4-4-3) : loading of Rib 2

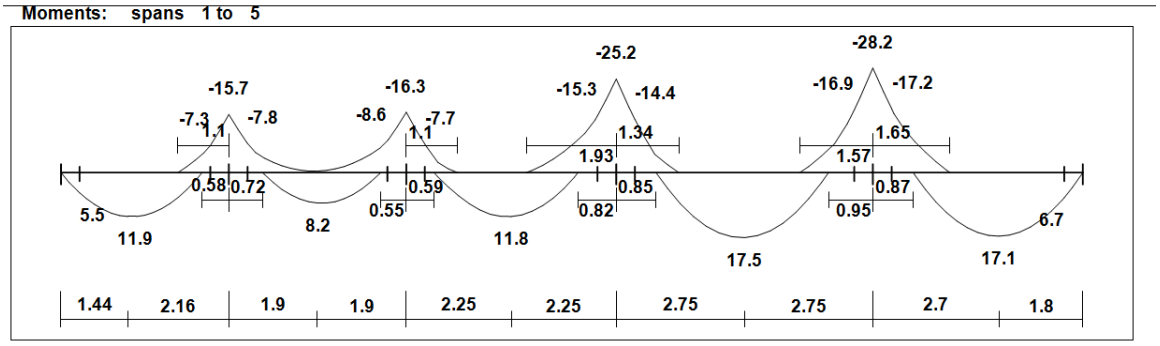


Figure (4-4-4) : Moment Envelop of rib 2 .

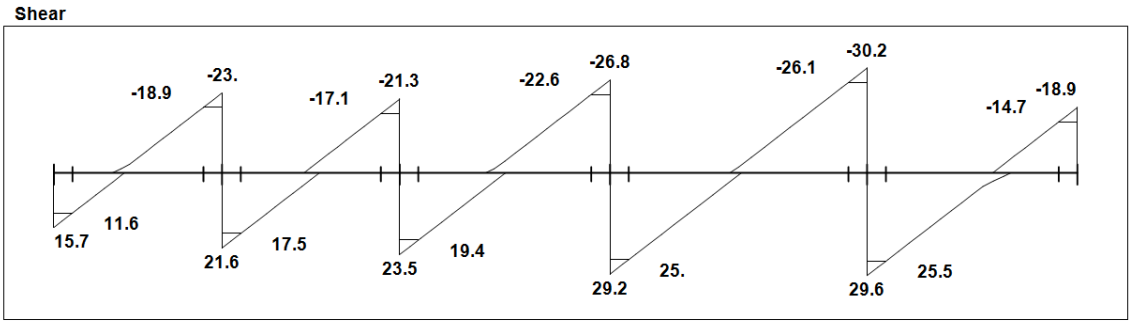


Figure (4-4-5) : Shear Envelop of rib 2.

- **Effective Flange width (b_E) .....**

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

= L / 4 = 5540/ 4 = 138.5 cm b_E

= b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm b_E

Control ……. 52cm

$bw = 12cm, h = 35cm$

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

Check rectangular section or T-section

$bw = 12cm, h = 35cm$

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

= 17.5 KN .m Mu_{max}

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

= 0.85 * 24 * 520 * 80 * $\left(316 - \frac{80}{2}\right)$ = 234.22KN .m Mn_f

= 0.9 * 234.22 = 210.79KN .m>> Mu_{max} Mn_f Φ

rectangular section

Design of Positive moment of rib 2:

Design of Span (1) :

Mu = 17.5 KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{17.5 \times 10^6}{0.9}}{520 \times 316^2} = 0.374 \text{ MPa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

……the larger is control $As_{min} = 110.5 < 126.4$

$As_{min} = 126.4mm^2$

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.373)}{420}}\right) = 0.000898$$

A req = ρ * b * d = 0.000898 *520* 316 = 147.7mm²

Use 2 Φ 10……. # of bar = $\frac{147.7}{78.5}$ = 1.88

Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\,provided = 2 * 78.5 = 157mm^2$

$157\,mm^2 > As_{\min} = 147.7mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$
$$a = 6.2mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{316 \times 0.003}{7.3} - 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of Span (2) :

= 17.5 KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{17.5\times10^6}{0.9}}{520\times316^2} = 0.374 \text{ MPa } Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$$As_{\min} = 126mm^2$$

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.374)}{420}}\right) = 0.00089$$

A req = ρ * b * d = 0.00089 *520* 316 = 146.2mm²

Use 2 Φ 10……. # of bar = $\frac{146.2}{78.5}$ = 1.86

Note $A_{\Phi10}$ = 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\,provided = 2*78.5 = 157mm^2$

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

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 6.2mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{7.3} - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of Span (3) :

= 11.8KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{11.8\times 10^6}{0.9}}{520\times 316^2} = 0.252 \text{ MPa } Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

……the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$$= \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{120}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.252)}{420}}\right) = 0.00061$$

A req = ρ * b * d = 0.00061 *520* 316 = 100.2mm²

Areq<Asmin Areq= $As_{\min} = 126.4mm^2$

Use 2 Φ 12……. # of bar = $\frac{126.4}{78.5}$ = 1.61

Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*78.5 = 157.2mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*520*a$$
$$a = 6.2mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{7.3} - 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of Span (4) :

= 8.2 KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{8.2\times 10^6}{0.9}}{520\times 316^2} = 0.175 \text{ MPa } Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$As_{\min} = 126mm^2$

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.175)}{420}}) = 0.00041$

A req = ρ * b * d = 0.00041*520* 316 = 124.6mm²

Areq<Asmin Areq= $As_{\min} = 126.4mm^2$

Use 2 Φ 10……. # of bar = $\frac{126.4}{78.5} = 1.61$

Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\,provided = 2*78.5 = 157mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.2mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

$\varepsilon_s = \frac{316 \times 0.003}{7.3} - 0.003$

$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

Design of Span (5) :

= 11.9 KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{11.9\times10^6}{0.9}}{520\times316^2} = 0.254 \text{ MPa } Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.254)}{420}}\right) = 0.000611$$

A req = ρ * b * d = 0.000611 *520* 316 = 100.39mm²

Areq<Asmin Areq= $As_{\min} = 126.4mm^2$

Use 2 Φ 10……. # of bar = $\frac{126.4}{78.5}$ = 1.61

Note $A_{\Phi10}$ = 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*78.5 = 157mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 6.2mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{7.3} - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of Negative moment

Design of support (1) :

Mu = 17.2KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{17.2\times 10^6}{0.9}}{120\times 316^2} = 1.59 \text{ mpa}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

……the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$$= \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.59)}{420}}\right) = 0.0039$$

A req = ρ * b * d = 0.0039* 120 * 316 = 147.8mm²

Use Φ 10….. # of bar = $\frac{147.8}{78.5}$ = 1.88

Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*78.5 = 157mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*120*a$$
$$a = 26.9mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.64mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{31.64} - 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of support (2) :

= 15.3KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{15.3\times 10^6}{0.9}}{120\times 316^2} = 1.41\ \text{MPa}\ \ Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$As_{\min} = 126.4mm^2$

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.41)}{420}}) = 0.0035$

A req = ρ * b * d = 0.0035* 120 * 316 =132.7mm²

Use Φ 10…. # of bar = $\frac{132.7}{78.5} = 1.69$

Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\,provided = 2*78.5 = 157mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 26.9mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.64mm$

$\varepsilon_s = \frac{316 \times 0.003}{31.64} - 0.003$

$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

Design of support (3):

= 8.6KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{8.6\times10^6}{0.9}}{120\times316^2} = 0.79\text{mpa}\ \ Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.79)}{420}}\right) = 0.00193$$

A req = ρ * b * d = 0.00193* 120 * 316 =73.18mm²

Areq<Asmin Areq= $As_{\min} = 126.4mm^2$

Use Φ 10…. # of bar = $\frac{142.6}{78.5}$ = 1.61

Note $A_{\Phi10}$= 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*78.5 = 157mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 26.9mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.64mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{31.64} - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of support (4) :

= 7.8KN .m Mu

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{7.8\times 10^6}{0.9}}{120\times 316^2} = 0.72\text{mpa } Kn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

……the larger is control $As_{\min} = 110.5 < 126.4$

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

$$= \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.72)}{420}}\right) = 0.00175$$

A req = ρ * b * d = 0.00175* 120 * 316 =66.36mm²

Areq<Asmin Areq= $As_{\min} = 126.4mm^2$

Use Φ 14…. # of bar = $\frac{126.4}{78.5}$ = 1.6

Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Then we select (2) bars Φ10 $A_s\ provided = 2*78.5 = 157.mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157*420 = 0.85*24*120*a$$
$$a = 26.9mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.64mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{316\times 0.003}{31.64} - 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design of shear for Rib (R2):

Categories for shear design:

Vu = 26.1 KN

Use Φ8 with two legs

1. *Region I :*

$1.1\Phi Vc \geq Vu$

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

$$1.1\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1\times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 316$$

= 25.5 KN

Since $\Phi\ \mathrm{Vc} \leq \mathrm{Vu}$ Not control

2. *Region II :*

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

$$\Phi \text{ Vc} = 23.2\ KN$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{23.2}{2} = 11.6KN$$

Not control

3. *Region III :*

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

$$23.2\ \text{kN}\ \Phi\ \text{Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 316 =$$

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

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75\,(\frac{1}{3}) \times 120 \times 316 = 9.4KN$$

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

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 316 = 8.7\ KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 9.4 + 23.2 = 32.6KN$$

$$\text{Vu} = 26.1\,\text{KN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 32.6\,\text{KN} \quad \text{control}$$

4. *Region V:*

$$\Phi \times \text{Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_{\text{w}} \times \text{d}$$

$$\Phi \times \text{Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 316 = 32.2\text{kN}$$

$$Vu = 3 \times \Phi \times \text{Vc} = 23.2 * 3 = 69.6kN$$

$$\Phi \times \text{Vc} + 3 \times \Phi \times \text{Vc} > Vu\,\text{max} = 26.1kN$$

$$23.2 + 69.6 > Vu\max = 26.1kN$$

All span is Region V .

$$\mathrm{Av} = 4 * \frac{8^2 \times \Pi}{4} = 100.5mm^2$$

$$\frac{\mathrm{Av}}{\mathrm{s}} = \frac{Vs}{fy \times d} \Rightarrow \mathrm{s} = \frac{100.5 \times 420 \times 316}{(8.7/0.75) \times 1000} = 115cm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158mm$$

$$\mathrm{Av} = 4 * \frac{8^2 \times \Pi}{4} = 100.5mm^2$$

$$\frac{\mathrm{Av}}{\mathrm{s}} = \frac{Vs}{fy \times d} \Rightarrow \mathrm{s} = \frac{100.5 \times 412 \times 316}{10.67 \times 1000} = 123mm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158mm$$

Use Φ8 with two legs @10 cm

4.5 Design of Beam :

The Load on this Beam 44 it is From Rib 24

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

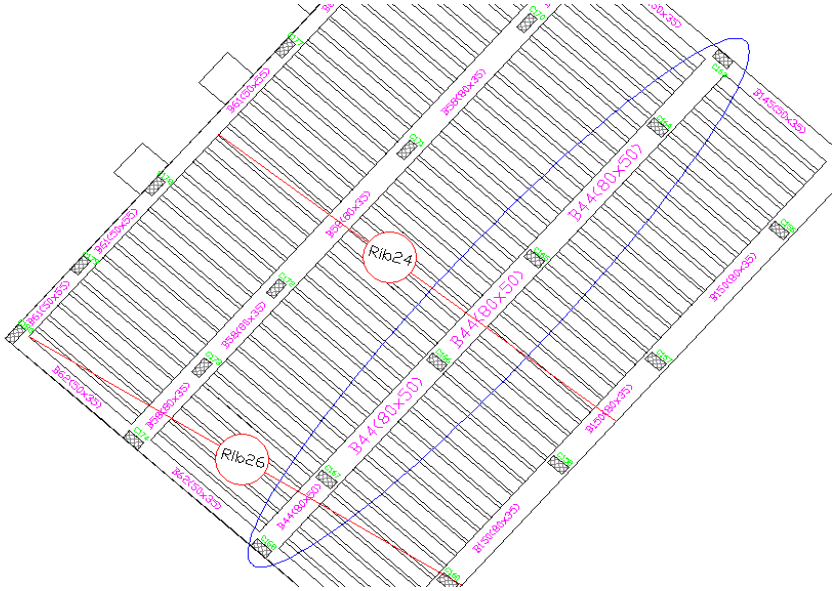
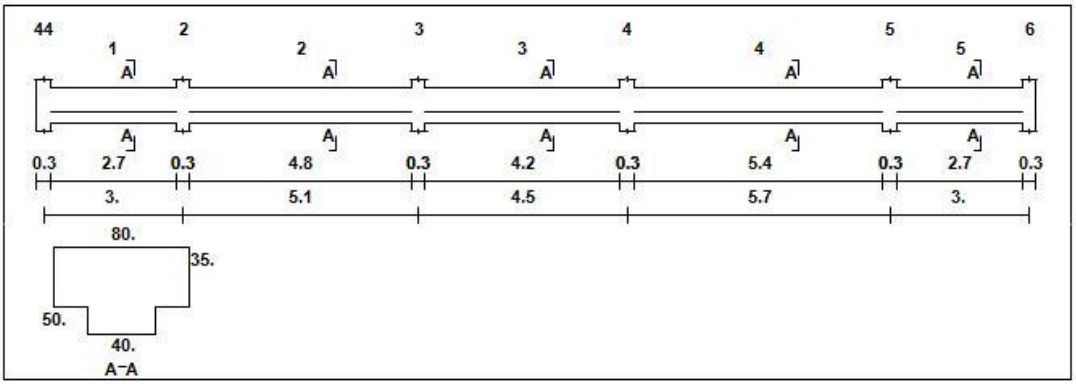


Figure (4-5-1): place of beam 44

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



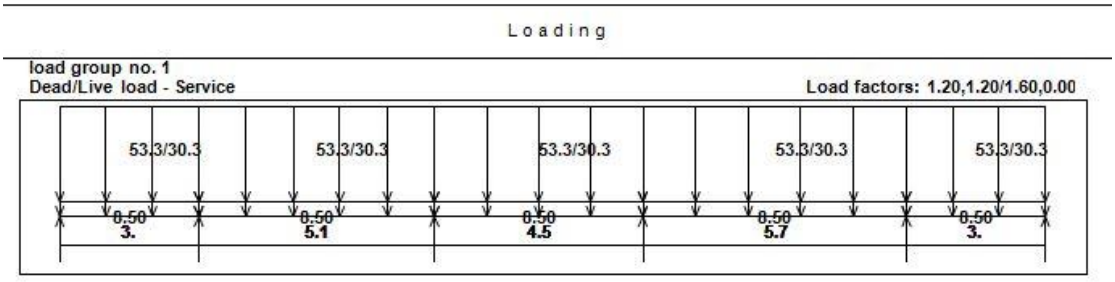
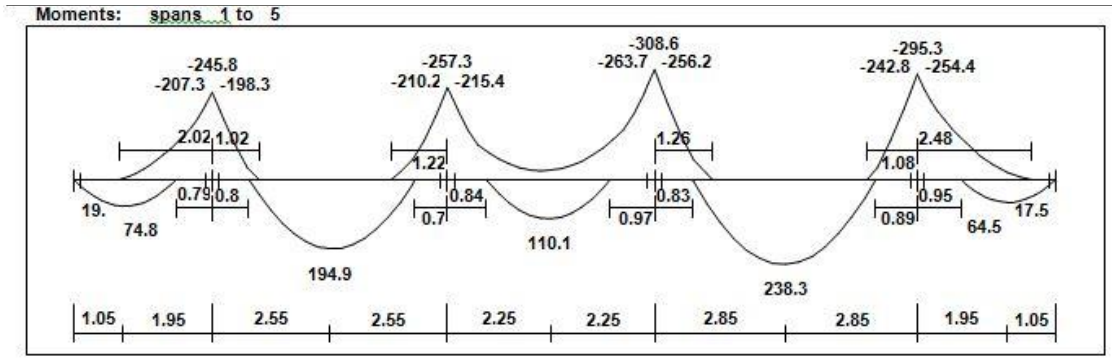
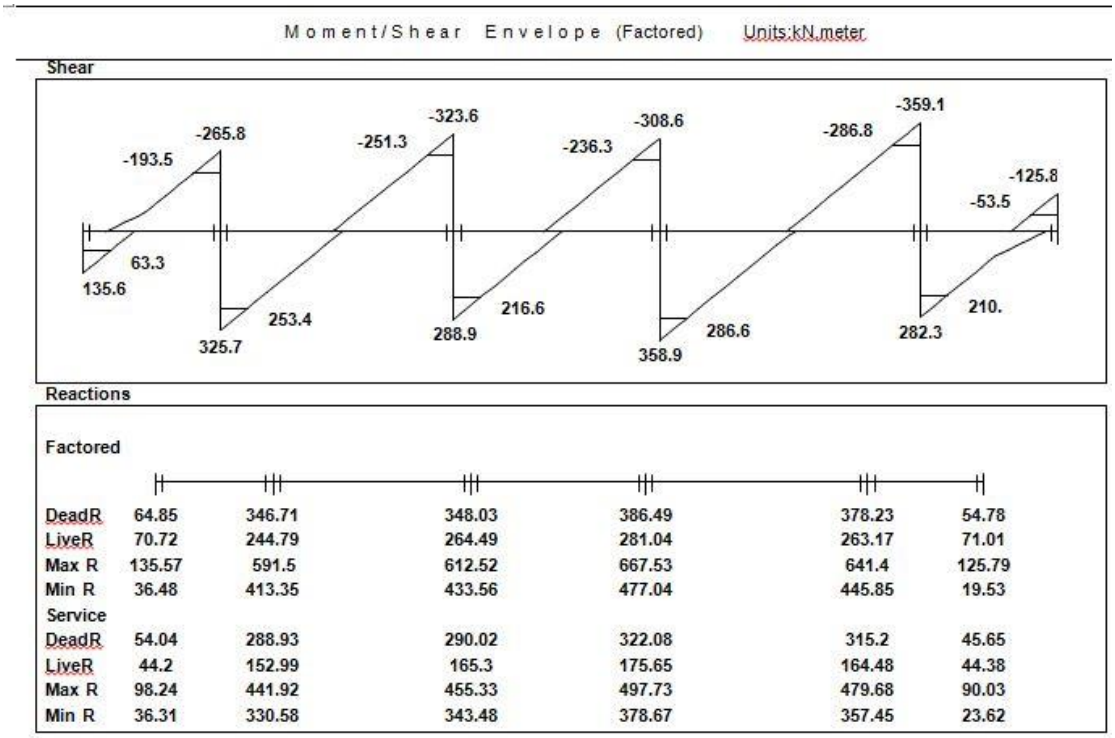


Figure (4-5-2) : Geometry And Loading of Beam 44.





Reactions

Factored

DeadR	64.85	346.71	348.03	386.49	378.23	54.78
LiveR	70.72	244.79	264.49	281.04	263.17	71.01
Max R	135.57	591.5	612.52	667.53	641.4	125.79
Min R	36.48	413.35	433.56	477.04	445.85	19.53
Service						
DeadR	54.04	288.93	290.02	322.08	315.2	45.65
LiveR	44.2	152.99	165.3	175.65	164.48	44.38
Max R	98.24	441.92	455.33	497.73	479.68	90.03
Min R	36.31	330.58	343.48	378.67	357.45	23.62

Figure (4-5-3) : Moment And Shear Envelop of Beam 44.

Support reaction from rib:

$\mathbf{DL=29.45.*\frac{1}{0.52}=53.3\ KN/m}$

$\mathbf{L\ L=15.98*\frac{1}{0.52}=30.3\ KN/m}$

Self weight of beam=0.5*0.8*25=10 kN/m

Nominal Total Dead Load = 10 +53.3 =65.3 kN/m

Nominal Total live load = 30.3 kN/m

Check single section or Doubly section

$= 0.85 * fc * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) Mn_{max}$

$bw = 80cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 12.5 - 8 = 289.5mm$

X= 3/7 *d = 3/7 * 289.5 = 124.1 mm

a= 124.1 * 0.85 = 105.4 mm

$= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.1054 * \left(0.2895 - \frac{0.1054}{2}\right) * 10^3 = 407.3$ KN .m Mn_{max}

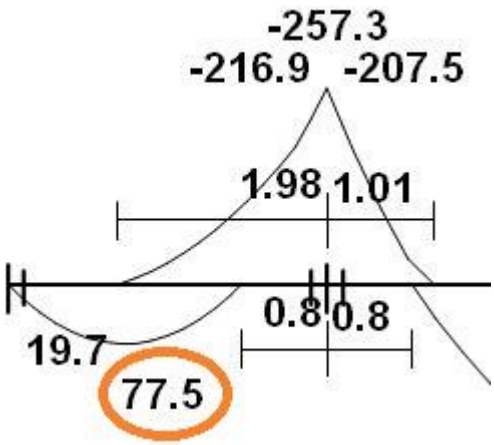
$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.817$

= 0.817 * 407.3 = 332.7 KN .m>> Mu_{max} = 322.9 KN .m Mn_{max} Φ

- ❖ Singly section

Design of Positive Moment :

Design of Span (1) and span (2)



$$bw = 80cm, h = 35cm$$
$$d = 350 - 40 - 12.5 - 8 = 289.5mm$$

= 77.5 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{77.5}{0.9} = 86.1 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

Kn = $\frac{86.1 * 10^6}{800 * 289.5^2}$ = 1.28 Mpa

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58\, m$$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.28)}{420}}$) = 0.00315

A req = ρ * b * d = 0.0064* 800 * 289.5 = 729.5 mm²

$729.5\, mm^2 < As_{\min} = 772mm^2$

Use 4 Φ 18 >> # of bar = $\frac{772}{254.34}$ =4

Then we select 4 bars Φ18 $A_s\ provided = 4 * 254.34 = 981.36mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$981.36 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 25.2mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.2}{0.85} = 29.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 29.7}{29.7} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0262 > 0.005$$

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

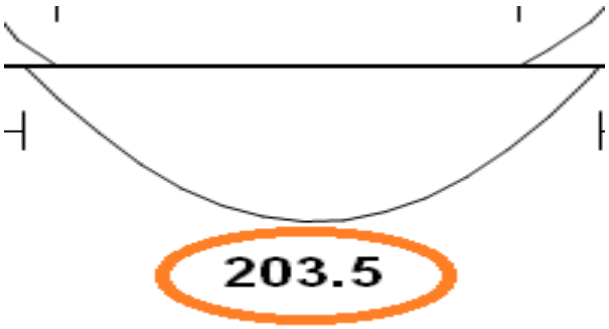
=80.8 >77.5 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 772 * 420 * (289.5 - 12.6)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 4*18}{3}$$

$$S = 222.67\ mm \quad \geq 25\ mm$$

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



= 203.5 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{203.5}{0.9} = 226.1 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

……the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

$$\text{Kn} = \frac{203.5 * 10^6}{800 * 289.5^2} = 3.03 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58\, m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(3.03)}{420}}\right) = 0.0078$$

A req = ρ * b * d = 0.0078 * 800 * 289.5 =1817.6 mm²

$1817.6\, mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 8 Φ 18>> # of bar = $\frac{1817.5}{254.34} = 8$

Then we select (9) bars Φ18 $A_s\ provided = 9 * 254.34 = 2289.06mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2289.06*420 = 0.85*24*800*a$$

$$a = 58.9mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.9}{0.85} = 69.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 69.3}{69.3} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0095 > 0.005$$

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

=225>203.5 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9*2289.06*420*(289.5 - 29.45)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 9*18}{8}$$

$$S = 67.75\ mm \quad \geq 25\ mm$$

Design of span(3) and span (4) :

= 113.6 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{113.6}{0.9} = 126.22 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

……the larger is control $As_{min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$As_{min} = 772mm^2$

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

Kn = $\frac{126.22 * 10^6}{800 * 289.5^2}$ = 1.88 Mpa

= $\frac{fy}{0.85 * fc'}$ = $\frac{420}{0.85 * 24}$ = $20.58\,m$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.88)}{420}}$) = 0.0047

A req = ρ * b * d = 0.0047* 800 * 289.5 =1091 mm²

$1091\,mm^2 > As_{min} = 772mm^2$

Use 5 Φ 18>> # of bar = $\frac{1091}{254.34}$ = 5

Then we select (5) bars Φ18 $A_s\ provided = 5 * 254.34 = 1271.7mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1271.7 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 32.72mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.9}{0.85} = 38.5mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 38.5}{38.5} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0195 > 0.005$

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

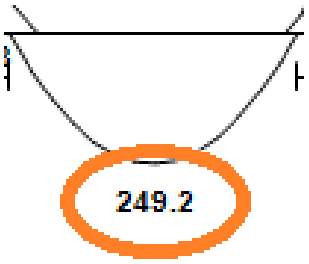
=131.3>113.6 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 1271.7 * 420 * (289.5 - 16.36)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 5*18}{4}$$

$S = 153.5\ mm \quad \geq 25\ mm$

Design of span(4) and span (5) :



= 249.2 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{249.2}{0.9} = 276.8 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$As_{\min} = 772mm^2$

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

Kn = $\frac{276.8 * 10^6}{800 * 289.5^2}$ = 4.13 Mpa

= $\frac{fy}{0.85 * fc'}$ = $\frac{420}{0.85 * 24}$ = $20.58\,m$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(4.13)}{420}}$) = 0.011

A req = ρ * b * d = 0.011* 800 * 289.5 =2570.9 mm²

$1091\,mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 11 Φ 18>> # of bar = $\frac{2570.9}{254.34}$ = 11

Then we select (11) bars Φ18 $A_s\ provided = 11 * 254.34 = 2797.74mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2797.74 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 72mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72}{0.85} = 84.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 84.7}{84.7} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0072 > 0.005$

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

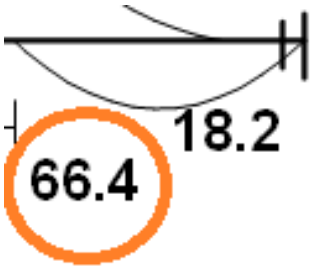
=268.08>249.2 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 2797.74 * 420 * (289.5 - 36)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 11*18}{10}$$

$$S = 50.6\ mm \quad \geq 25\ mm$$

Design of span(4) and span (5) :



= 66.4 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{66.4}{0.9} = 73.78 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

$$Kn = \frac{73.78 \ *10^6}{800*289.5^{\ 2}} = 1.1 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58\,m$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(1.1)}{420}}\right) = 0.0027$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.0027 * 800 * 289.5 = 624.08 \ mm^2$

$624.08\, mm^2 < As_{min} = 772 mm^2$

Use 4 Φ 18>> # of bar = $\frac{772}{254.34} = 4$

Then we select (4) bars Φ18 $A_s\ provided = 4 * 254.34 = 1017.36 mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$1017.36 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$
$$a = 26.18 mm$$
$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.18}{0.85} = 30.8 mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 30.8}{30.8} \times 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0252 > 0.005$$

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

=106.3>66.4 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 1017.36 * 420 * (289.5 - 13.09)$

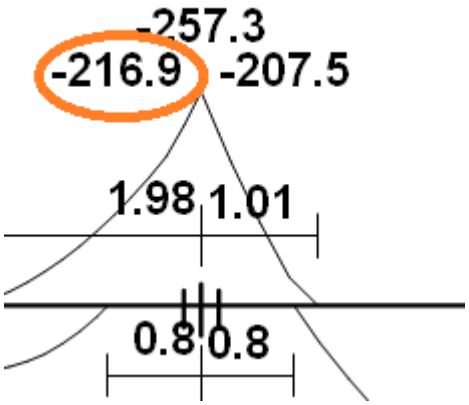
- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 4*18}{3}$$

$S = 210.67\ mm \quad \geq 25\ mm$

Design of Negative moment :

Design of support (1) :



= 216.9 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{216.9}{0.9} = 241 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

……the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

Kn = $\frac{216.9 \ *10^{6}}{800*289.5^{2}}$ = 3.23 Mpa

= $\frac{fy}{0.85*fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = $20.58\,m$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.58)(3.23)}{420}}$) = 0.00843

A req = ρ * b * d = 0.0027* 800 * 289.5 =1953.4 mm²

1953.4 $mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 9 Φ 18>> # of bar = $\frac{1953.4}{254.34}$ = 8

Then we select (9) bars Φ18 $A_s\ provided = 9*254.34 = 2289.06mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2289.06*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 58.9mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.9}{0.85} = 69.3mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5-69.3}{69.3} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.00953 > 0.005$

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

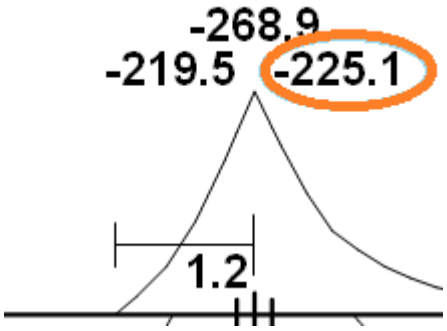
=227.84>216.9 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9*2289.06*420*(289.5-26.18)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 9*18}{8}$$

$$S = 67.75\,mm \quad \geq 25\,mm$$

Design of support (2) :



$= 225.1$ KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{225.1}{0.9} = 250.11 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

……the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

Kn = $\frac{250.11 * 10^6}{800 * 289.5^2}$ = 3.73 Mpa

= $\frac{fy}{0.85 * fc'}$ = $\frac{420}{0.85 * 24}$ = $20.58\,m$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(3.73)}{420}}$) = 0.00988

A req = ρ * b * d = 0.00988* 800 * 289.5 =2289.99 mm²

2289.99 $mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 10 Φ 18>> # of bar = $\frac{2289.99}{254.34}$ = 10

Then we select (10) bars Φ18 $A_s\ provided = 10 * 254.34 = 2543.4mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2543.4 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 65.45mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.45}{0.85} = 77mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 77}{77} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.00828 > 0.005$

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

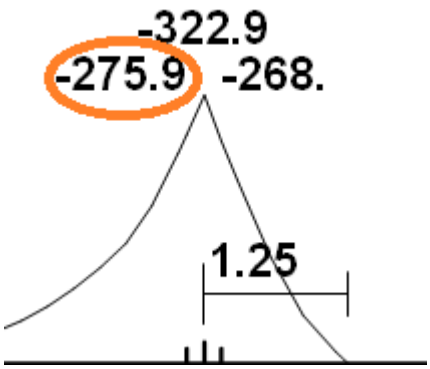
=246.86>225.1 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 2543.4 * 420 * (289.5 - 32.725)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 10*18}{9}$$

$$S = 58.22\,mm \quad \geq 25\,mm$$

Design of support (3) :



$= 275.9$ KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{275.9}{0.9} = 306.55 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

…….the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

$$Kn = \frac{306.55 \ *10^6}{800*289.5^2} = 4.57 \text{ Mpa}$$

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58\,m$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(4.57)}{420}}) = 0.0124$

A req = ρ * b * d = 0.0124* 800 * 289.5 =2893.1 mm²

2893.1 $mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 12 Φ 18>> # of bar = $\frac{2893.1}{254.34} = 12$

Then we select (12) bars Φ18 $A_s\ provided = 12 * 254.34 = 3052.08mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3052.08 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 78.55mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.55}{0.85} = 92.4mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 78.55}{78.55} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.00805 > 0.005$

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

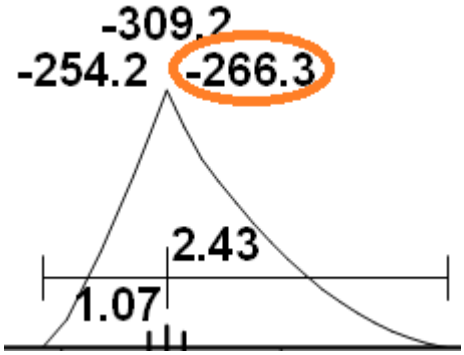
=288.68>275.9 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9 * 3052.08 * 420 * (289.5 - 39.275)$

- **Check for spacing between the bar**

S = $\frac{800 - 2*40 - 2*8 - 12*18}{11}$

S = 44.36 mm $\geq 25\,mm$

Design of support (4) :



= 266.3 KN .m Mu

$$= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{266.3}{0.9} = 295.89 \text{ KN .m } Mn$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(289.5) \geq \frac{1.4}{420}(800)(289.5)$$

……the larger is control $As_{\min} = 675.36mm^2 < 772mm^2$

$$As_{\min} = 772mm^2$$

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

Kn = $\frac{295.89 \quad *10^{6}}{800*289.5^{2}}$ = 4.41 Mpa

= $\frac{fy}{0.85*fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = $20.58\,m$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.58)(4.41\ )}{420}}$) = 0.0119

A req = ρ * b * d = 0.0119* 800 * 289.5 =2775.85 mm²

2775.85 $mm^2 > As_{\min} = 772mm^2$

Use 11 Φ 18>> # of bar = $\frac{2775.85}{254.34}$ = 11

Then we select (11) bars Φ18 $A_s\ provided = 11*254.34 = 2797.74mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2797.74*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 72mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72}{0.85} = 84.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{289.5-84.7}{84.7} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.00725 > 0.005$

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

=268.08>266.3 singly reinforcement $\Phi * Mn = 0.9*2797.74*420*(289.5-36)$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*8 - 11*18}{10}$$

$$S = 50.6\,mm \quad \geq 25\,mm$$

Design of shear

Limitation for region IV

Vu=357 KN

d= 350-40-8-12.5=289.5mm

1. *Region I :*

$$1.1\Phi Vc \geq Vu$$

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

$$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6} *800 *289.5*10^{-3} = 189.1 \text{ KN}$$

Φ Vc =0.75*189.1 =141.8KN

1.1Φ Vc= 1.1* 0.75 * 189.1 = 156 KN

1.1Φ Vc < Vu

155.98<357KN

Not control

2. *Region II :*

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

70.9KN<357KN>141.8KN

Not control

3. *Region III :*

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

Φ Vc= 141.8KN

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

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 800 \times 289.5 * 10^{-3} = 57.9KN$$

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

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 800 \times 289.5 * 10^{-3} = 70.9\ KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 141.8 + 70.9 = 212.7KN$$

$$\mathrm{Vu} = 357\mathrm{KN} > \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 212.7\ \mathrm{KN}$$

Not control

4. *Region V:*

$$\Phi(Vc + Vs_{\min}) \le Vu \le \Phi(Vc + \Phi Vs')$$

$$Vs' = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 289.5 * 10^{-3} = 378.2KN$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{357}{0.75} - 189.1 = 286.9\mathrm{KN}$$

$$(141.8 + 77.2)KN \le 357KN \le (141.8 + 378.2)KN$$

$$219KN \le 357KN \le 520KN$$

control

Use 2 leg φ8

Av= $2 * \frac{\pi * 8^2}{4} = 100.5\ mm^2$

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

Sreq=$\frac{100.5*420*289.5}{286.9*10^3} = 144\ mm > \frac{d}{2} = 144.7\ mm$,, S= 12 cm

Use 4 leg φ8@12cm

4.6 Design of Column (C106):

Fig.(4-6-1) :Place Of Column (C106) within the Ground floor.

Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	*fc'*	*fy*
C106	60cm* 60 cm	24Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:**

$$Pu = 4822.67\ KN$$
$$Use\rho = \rho g = 2\%$$
$$Pu = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$$
$$4822.67 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag * 420]$$
$$Ag = 326654.176 mm^2$$
$$Ag = 600 * a$$
$$326654.176 / 600 = a$$
$$a = 544.42 mm$$

Use $600 \times 600 mm$ with $Ag = 360000 mm^2$

Pu(KN)	ρg	$Ag, provided$	**a(** mm**)**	Ag **,required**
4822.67	0.02	360000 mm^2	544.42	326654.176 mm^2

- **Selecting longitudinal bars:**

$$Pu = 0.65*0.8*\{0.85*\ fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$$
$$4822.67\ *10^3 = 0.65*0.8*[0.85*24*(360000 - Ast) + Ast*420]$$
$$Ast = 4830.74mm^2$$

Take 22Φ 18 As,provided = 5595 mm^2 **> As,req = 4830.74** mm^2

$$\rho g = \frac{Ast}{Ag} = \frac{5595}{360000} = 0.0155$$

Φ	$Ast, required$	ρg
0.65	4830.74 mm^2	0.0155

- **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 * 18 = 288 mm - control
3. the least dimension of the column = 600 mm

Use ties Φ10 @ 200mm

ds(mm)	db(mm)	S(mm)
Φ10	Φ18	200

- **Check for code requirements:**

1. Clear Spacing $= \frac{600 - 40*2 - 10*2 - 8*18}{7} = 50.9\text{mm}$ >

40mm>1.5db=1.5*18 =27 mm - OK

2. 0.01< ρg = 0.0155 <0.08 - OK

3. Number of bars 22>4 for rectangular section – OK

4. Minimum tie diameter ds =Φ10 for db = Φ18 bars – OK

5. Arrangement of ties 50.9 mm<150mm – OK

Clear Spacing	No. of bars	ρg	ds (mm)	db (mm)
50.9 mm	22	0.0155	Φ10	Φ18

- **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.

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

$$\frac{klu}{r} = \frac{1*3.35}{0.3*0.600} = 18.61 < 22 < 40.....$$

…..short

column.

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
3.35	1.0	1.0	18. 61

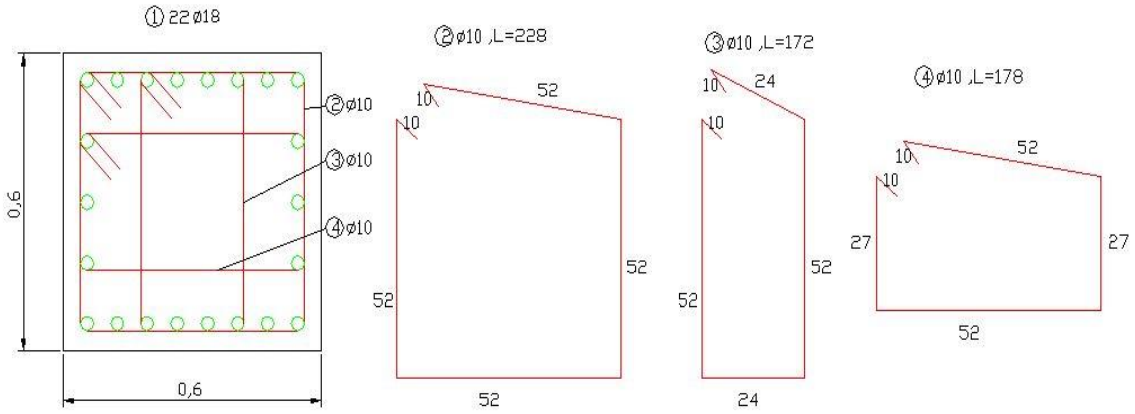


Fig. (4-6-2):Section of Column (C106)

4.7 Design of isolated footing (F 9):

- **Design of Isolated footing (Under ColumnC106):**

f_c'	fy
24 Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:-**

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

  * Service dead load (DL) = 2547.91 KN

  * Service live load (LL) = 1062 KN

  * Service Surcharge = 5 KN/m²

  * Column dimensions =60 cm*60 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
2547.91	1062	5 KN/m²	(60*60) 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 = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{2547.91+1062}{450.7}$ = 8 m²

Try 2.85 *2.85 Area = 8.122 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	8.122m²

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

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*2547.91+ 1.6*1062 = 4756.692 KN

$qu = \frac{4756.692}{8.122}$ = 585.655 KN/m²

Try area	Pu	qu
2.85*2.85 m	4756.692 KN	585.655 KN/m²

Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

- **Check for One Way Shear Strength**

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

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{2.85}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) * 585.655 * 2.85$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 2.85 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.55m$$

$$h = 550 + 75 + 20 = 645mm$$

Try h = 750 mm …..

d =750 – 75 – 20= 655 mm

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	655	645	750	655

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

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{600}{600} = 1.00$$

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

b_o =2(0.6+0.655)+2(0.6+0.655)= 5.02 m.

α_s **= 40**…….**for interior column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{24}*5.02*0.655*10^3 = 6040.6kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.655}{5.02}+2\right)*\sqrt{24}*5.02*0.655*10^3 = 5254.46kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*5.02*0.655*10^3 = 4027.08kN$$

β_C	b_o **(m)**	α_s	$\phi.V_C$ **(KN)**
1.00	5.02	40	4027.08

$$Vu = ((2.85*2.85)-((0.6+0.655)*(0.6+0.655))*585.655 = 3834.56kN$$

Vu=3834.56KN < ΦVc =4027.08…… OK

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	Vu (KN)	ϕV_C (KN)
750	655	5.02	3834.56	4027.08

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

h (mm)	d (mm)	b(m)
750	655	2.85

d = 750-75-20/2 = 665 mm

Mu = 585.655 *2.85*0.6*0.6/2 = 146.54 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{146.54 * 10^6 / 0.9}{2850 * (655)^2} = 0.133 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.133)}{420}}\right) = 0.0003177$$

As_{req}= 0.0003177 (2850) (655) = 593.76 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2850) (750) = 3847.5 mm^2

As_{req}= 593.76 mm^2 < As_{min} = 3847.5 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 3847.5 mm^2

Take 28 Φ 14 , As,provided = 43.08 cm² > As,required = 38.475cm²

S= $\frac{2850-75*2-28*14}{27}$ = 85.5 mm**< Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*750 =2250 mm

2. 450 mm – control

Take 28 Φ 14 , As,provided = 43.08 cm² > As,required = 59.94cm²

S= $\frac{2850-75*2-28*14}{27}$ = 85.5 mm**< Smax=450mm** – OK

Mu(KN.m)	M	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	$As_{pro}(mm^2)$	S(mm)
146.54	20.58	0.133Mpa	0.0003177	593.76	3847.5	4308	85.5

- Check strain

Tension = Compression

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

$4308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2850 \times a$

$a = 31.12mm$

$c = \frac{31.12}{0.85} = 36.61mm$

$\varepsilon_s = \frac{655-36.61}{36.61} \times 0.003 = 0.05067 > 0.005...ok$

$As(mm^2)$	a (mm)	c (mm)	ε_s

4308	31.12	36.61	0.05067

- **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 18 :

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi t * \psi e * \psi s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 18 = 555.54mm$$

Available length = ((2850-600)\2)-75=1050mm

1050mm> 555.54 mm ……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 = 0.6 *0.6= 0.36 m^2

A_2 = 2.85*2.85 = 8.1225 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{8.1255}{0.36}} = 4.75 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.36 \times 2) \times 1000 = 9547.2KN$$
$$\Phi Pn = 9547.2 > Pu = 4822.67 \text{ KN}.....ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 600 * 600 = 1800 mm2

Use 8Φ 18 , As,provided = 2034.72mm² > As, required = 1800 mm²

- In column:

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

$\Phi Pn,b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.6 \times 1000) = 4773.6KN$

$\Phi Pn.b = 4773.6KN < P_u = 4822.67KN$

The Dowels are needed for column

- Development of dowels in footing:

$Ld_{(1)req} = \frac{0.25\, fy}{\lambda\sqrt{fc}} * db = \frac{0.25 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 18 =$ 378 mm

Ld(2)req = 0.043 ×fy ×db = 0.043 ×420×18 = 325.08 mm

Ld(2)req = 200 mm

➔Ld(1)req= 378 mm …… Control

Available Ld = $750 - 75 - 2 * 14 =$ 647 mm .

AvailableLd =647 mm > Ld required= 378 mm…….. OK.

- Lap splice of dowels in column :

Ls = 0.071 fy . db

= 0.071 * 420 * 18 = 536.76 mm.

Use 1000 mm

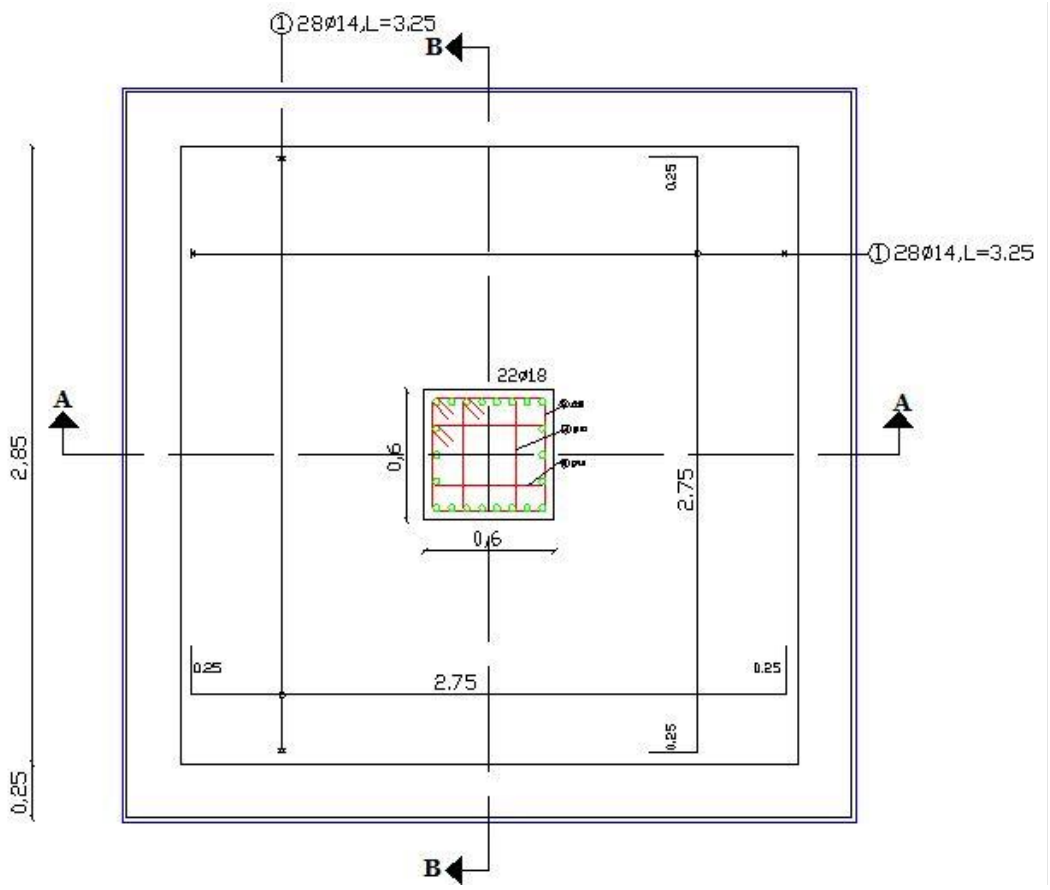


Fig. (4-7-1) : Detail of Isolated Footing (F9)

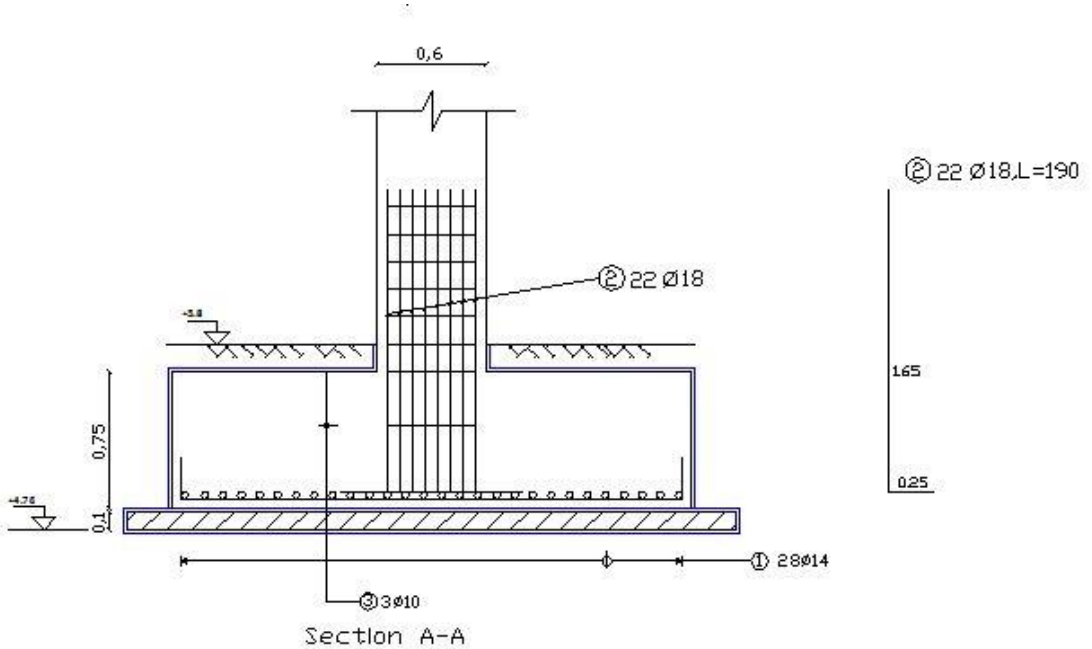


Fig. (4-7-2): Section in footing (F9)

4.8 Design of Stair:

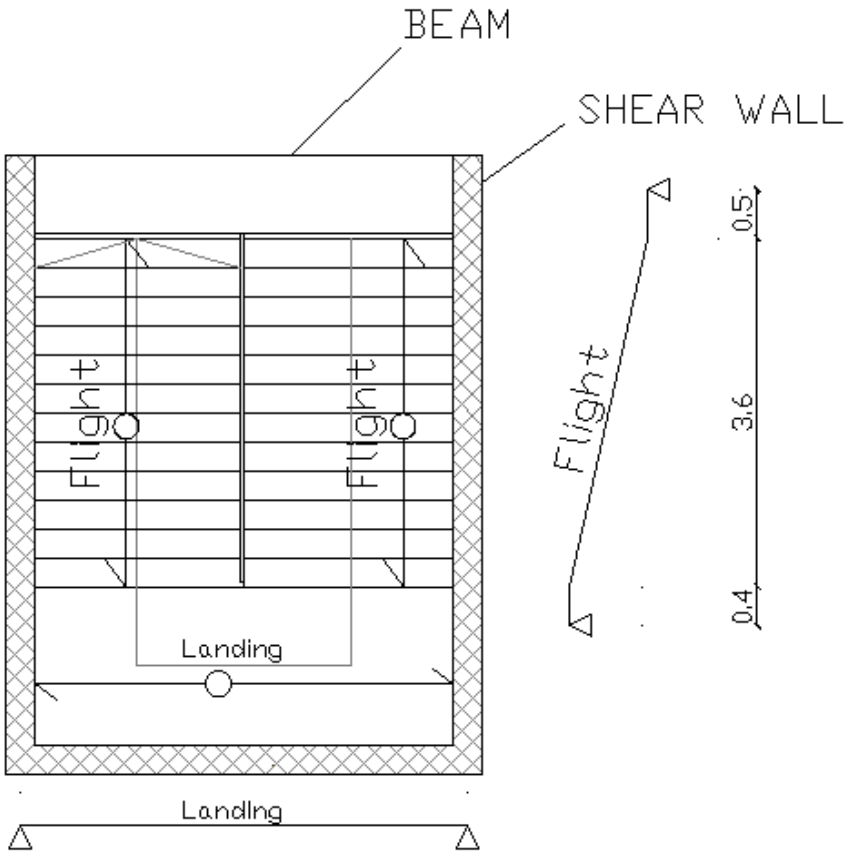
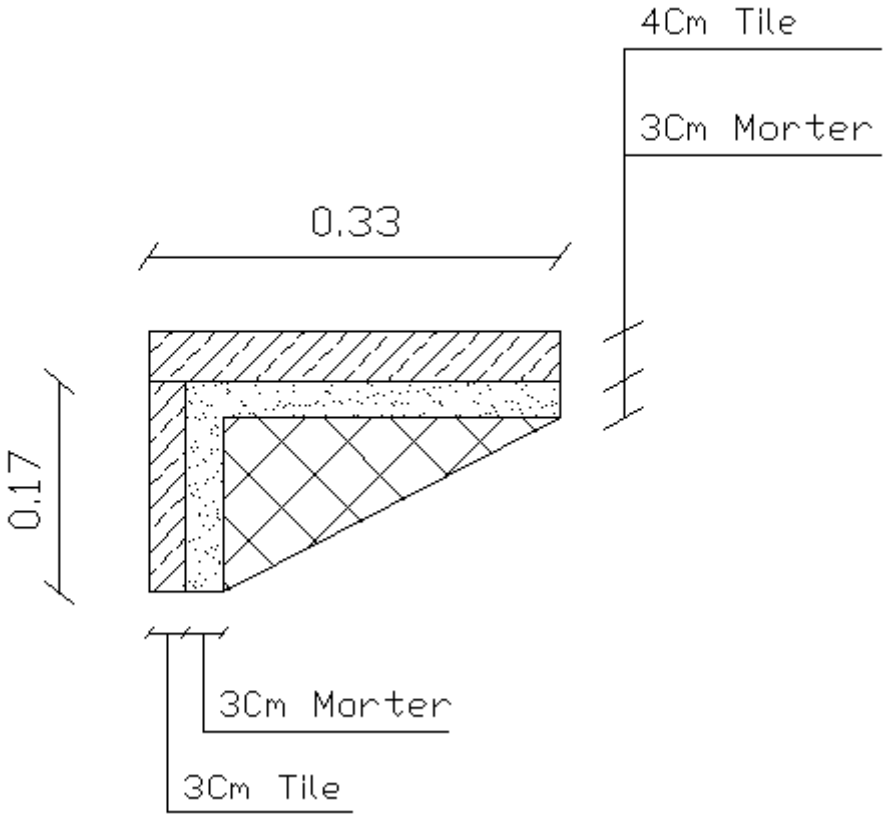


Fig. (4-8-1): Direction of Loading of stair



$\propto = \tan^{-1}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.5°$

$h_{min} = \frac{4.5}{20} = 22.5cm \ldots . \boldsymbol{select\ h = 25cm}$

Load

Dead load for 1 Meter Strip.

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

		KN/m
Slab	$0.25*25*\frac{1}{\cos 29.5}$	7.18
Horizontal mortar	0.03*22*1	0.66
Horizontal tile	$0.04*23*\frac{33}{30}$	1.012

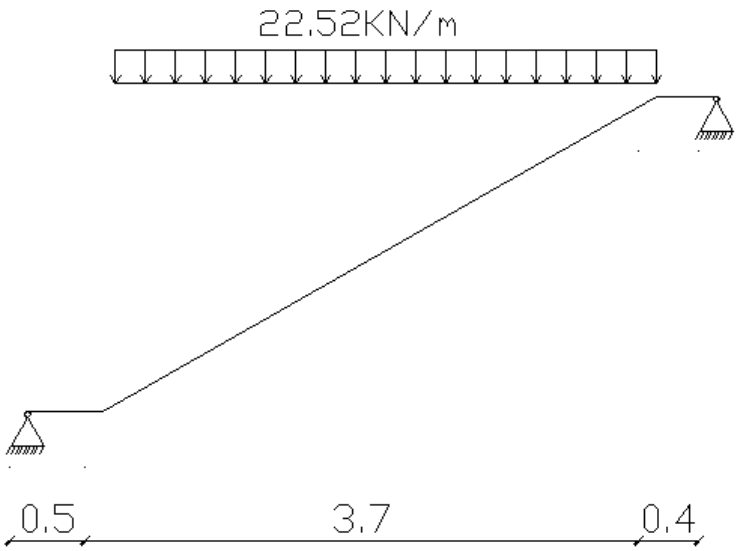
Vertical mortar	$0.03*0.17*22*\frac{1}{0.3}$	0.374
Vertical tile	$0.03*0.17*23*\frac{1}{0.3}$	0.391
Plaster	$0.03*22*\frac{1}{\cos 29.5}$	0.75
Three Tringles	$\frac{0.17}{2} * 25 * 1$	2.125
		$\sum = 12.1$

Live load = 5 KN/m

qu=1.2*DL+1.6*LL

qu=1.2*12.1+1.6*5=22.52 KN/m

Design of flight



1-Design of shear

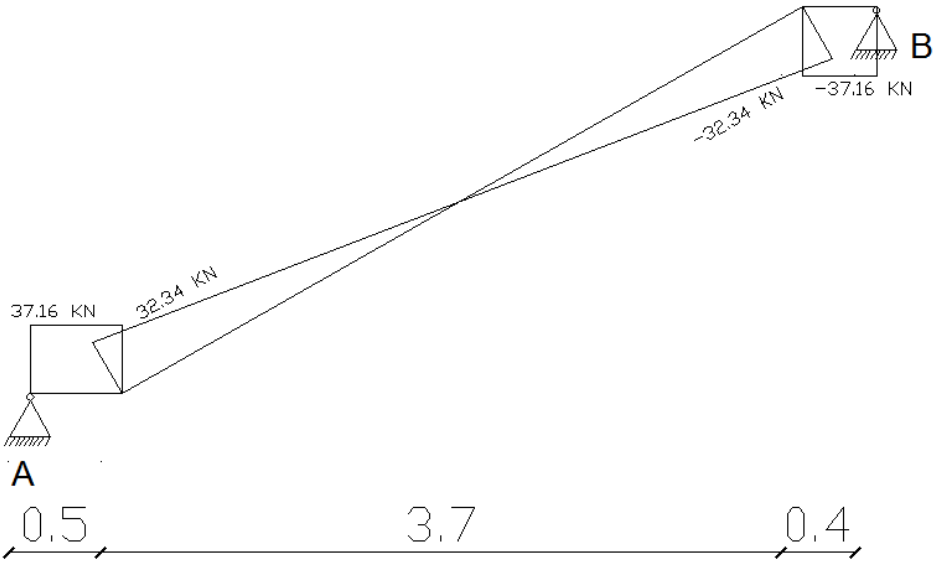
qu=22.52 KN/m

MRA=0 ↷+

$$22.52 * 3.6 * \left(\frac{3.6}{2} + 0.4\right) = \text{By} * 4.5 \quad \ldots\ldots \text{By} = 37.16 \text{ KN}$$

Ay=37.16 KN

$\text{Vu} = 37.16 * \cos 29.5 = 32.34 \text{ KN}$



$\Phi \text{ Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b} \times \text{d}$ d=250-20-16/2 = 222 mm

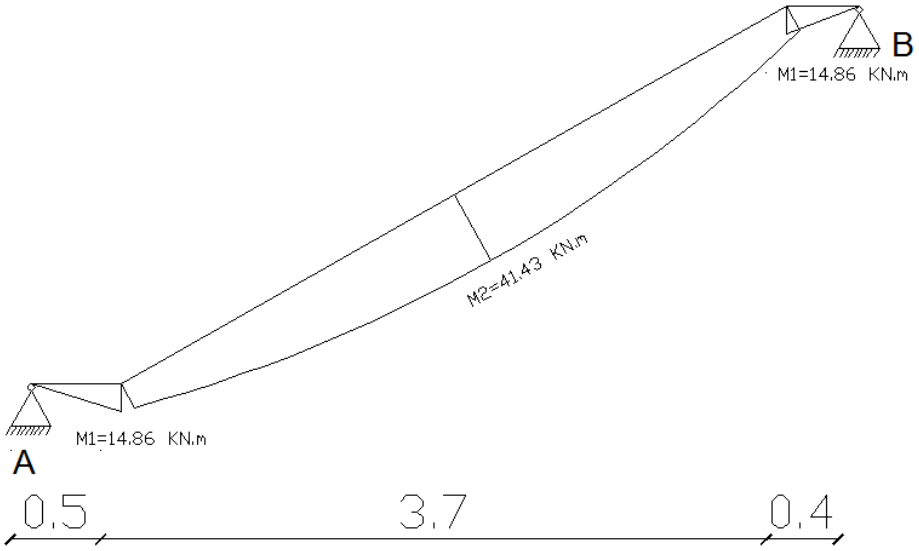
$\Phi \text{ Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 222 = 135.9 \geq \text{Vu} = 32.34 KN$ h = 25 cm ok

No shear reinforcement is required

2-Design of dending moment

M1=37.17*0.4=14.86 KN.m

$M2 = Mu_{max} = 37.16 * 2.05 - 22.52 * 1.65 * \frac{1.65}{2} = 41.43 \ KN.m$



$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{41.43\times10^6}{0.9}}{1000\times222^2} = 0.934 \text{ mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right) \quad \ldots\ldots \quad \rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.934)}{420}}\right) = 0.002275$$

As req = ρ * b * d = 0.002275 *100* 22.2 = 5.05cm²/m

As min= 0.0018* b * h= 0.0018 *100* 25 = 4.5 cm²/m - control

Use Φ 12/20cm As=5.65 cm²/m > Asreq

Check for strain

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.63mm$$

$$x = \frac{11.63}{0.85} = 13.68$$

$$\varepsilon_s = \frac{222 \times 0.003}{13.68} - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.036 > 0.005$$

$$\phi = 0.9ok$$

Secondary reinforcement

As min= 0.0018* b * h= 0.0018 *100* 25= 4.5 cm²/m

Select Φ 12/20cm

Design of Landing

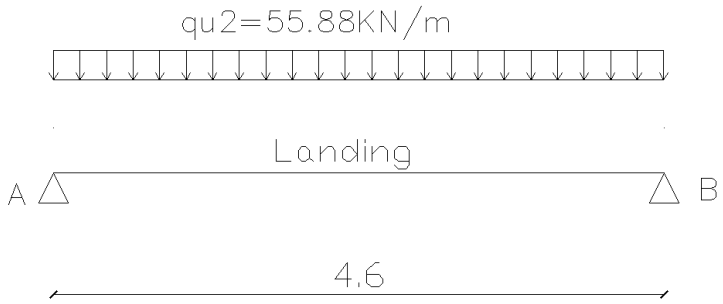
1-Design of shear

DL=0.03*23+0.02*22+0.07*16+0.02*22+0.25*25=8.94 KN/m

LL=5 KN/m

qu_2=1.2*8.94+1.6*5+(Ay=37.16)

qu_2= 55.88 KN/m



MRA=0 ↷ +

$55.88 * 4.6 * \frac{4.6}{2} - 4.6 * By = 0$ …. By=128 KN

Ay=128KN

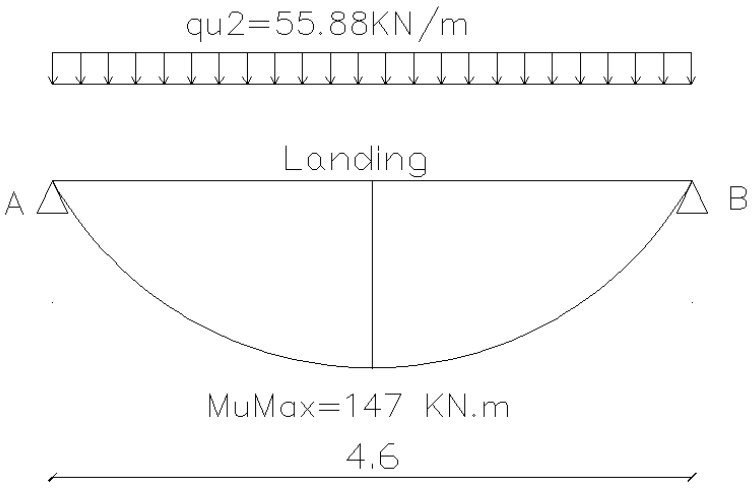
$$\Phi Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d \ldots\ldots\ldots \quad \Phi Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 222 = 135.9 \geq Vu = 128KN$$

h=25 cm ok

No shear reinforcement is required

2-Design of dending moment

$$\text{mu max} = \frac{55.88 * 4.6^2}{8} = 147 \text{ KN/m}$$



$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{147 \times 10^6}{0.9}}{1000 \times 222^2} = 3.048 \text{ mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \quad \ldots\ldots \quad \rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(3.048)}{420}}\right) = 0.0079$$

As req = ρ * b * d = 0.0079 *100* 22.2 = 18.54 cm²/m

As min= 0.0018* b * h= 0.0018 *100* 25 = 4.5 cm²/m

Use Φ 16/10cm As=20.1 cm²/m> Asreq

Check for strain

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2010 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 41.38mm$$

$$x = \frac{41.38}{0.85} = 48.88$$

$$\varepsilon_s = \frac{222 \times 0.003}{48.88} - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0106 > 0.005$$

$$\phi = 0.9ok$$

Secondary reinforcement

As min= 0.0018* b * h= 0.0018 *100* 25 = 4.5 cm²/m

Select Φ 12/20cm

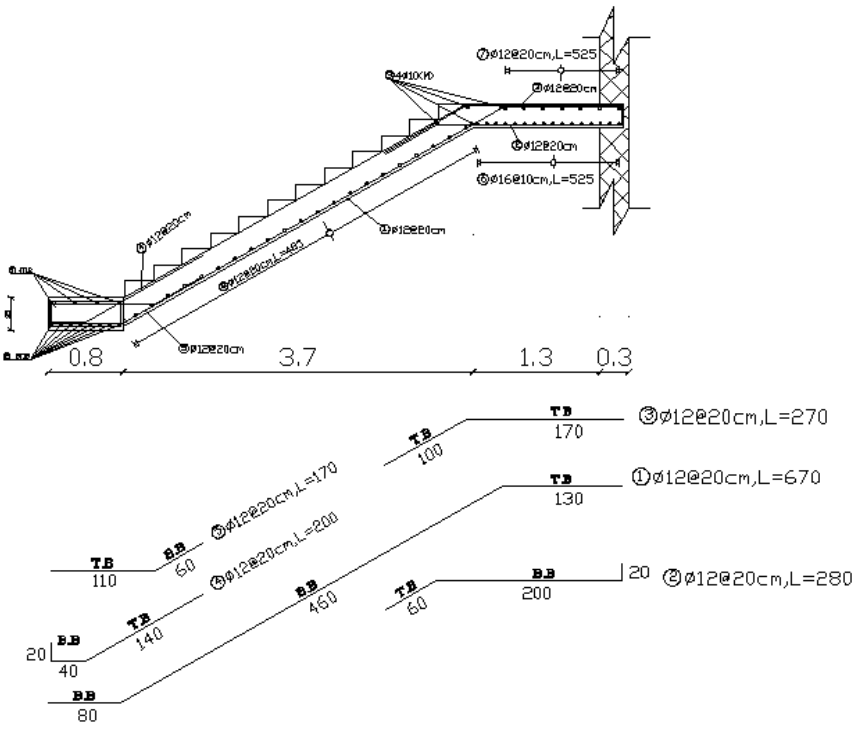


Fig. (4-8-2): Details of Stair

4.9 Design of a shear wall (W1):

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

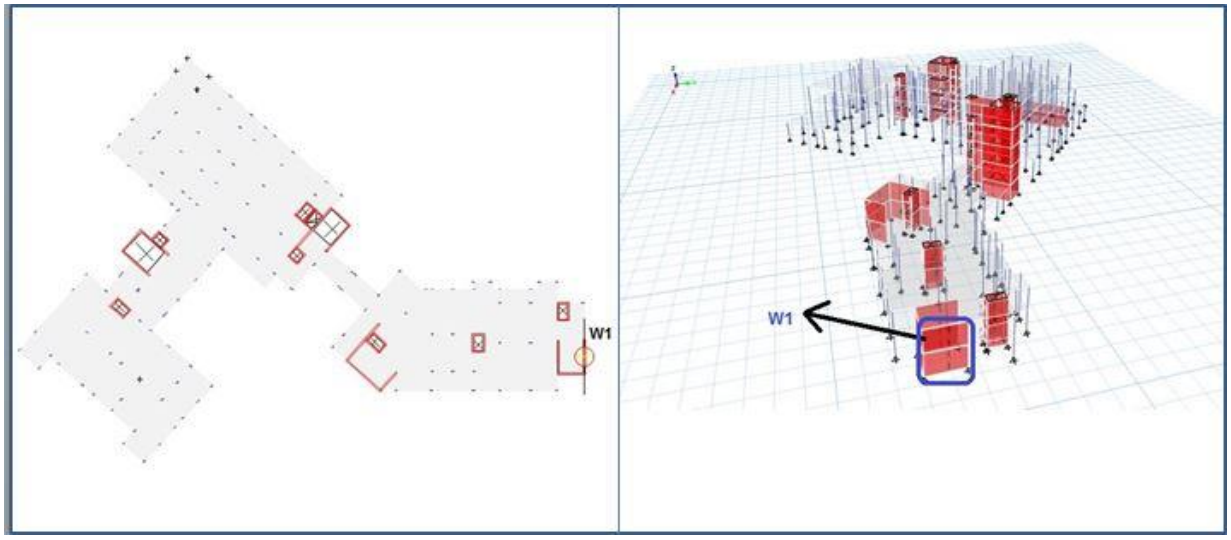


Fig. (4-9-1) Location of the Shear wall

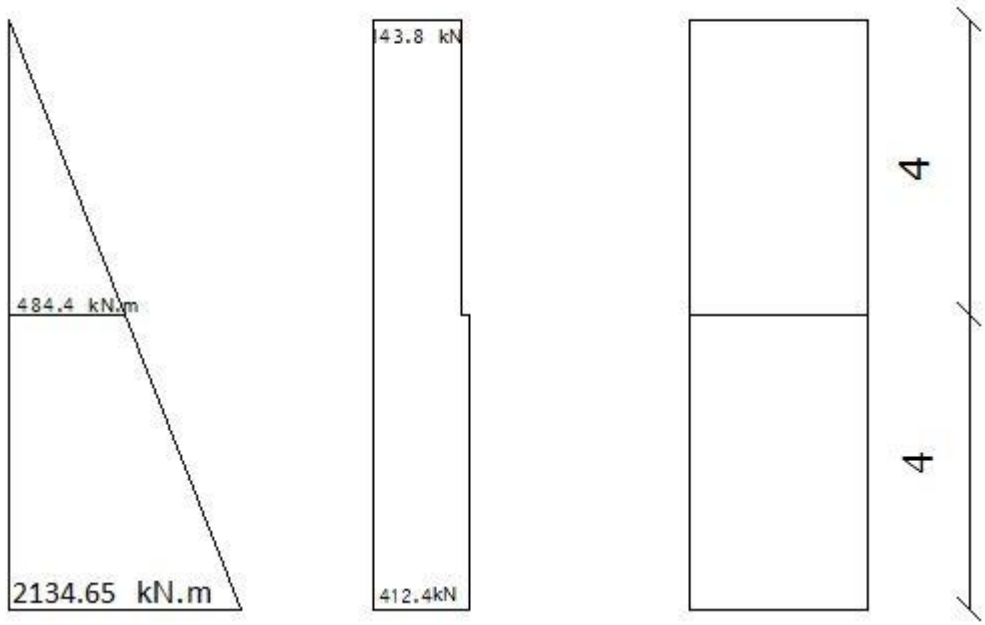


Fig. (4-9-2) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t= 30 cm .shear wall thickness

Lw = 6.28 m .shear wall width

Hw for one wall = 4.0 m story height

4 .15.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 412.4 + 143.8 = 556.2KN$$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{6.28}{2} = 3.14m....contorl$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{8.0}{2} = 4.0m$$
$$storyheight = 4.0m$$
$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6280 = 5024mm$$

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

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 5024 = 4596.3\ KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 300 * 5024 * 10^{-3} = 1230.6\ KN$$

$$V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 5024 + 0 = 1993.6\ KN$$

$$Mu = \frac{2134.65 - 484.4}{4.0} + 2134.65 = 2547.2\ \ KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2547.2}{556.2} - \frac{6.28}{2} = 1.44 > 0\ (+ve\ value)$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{6.28\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{1.44}\right] 300 * 5024$$

$$= 435.3\ Control$$

$$Vs = Vn - Vc$$
$$= (412.4/0.75) - 435.3 = 114.564KN$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{114.564\ * 10^3}{420 * 5024} = 0.0542mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0542}{300} = 0.00018 < 0.0025$$

Use ϕ12 As=113.1 mm^2

$\rho = \frac{2*113.1}{S*300} = 0.0025 \Longrightarrow S = 301.6mm$ take it 250 mm

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{6280}{5} = 1256mm$$

$3h = 3 * 300 = 900mm$

450 mm……cont.

Use ϕ10@200mm in tow layer

Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{6280}{200}\right) * 2 * 113.1 = 7102.68mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{7102.68}{6280 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.066$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.066 + 0}{2 * 0.066 + 0.85 * 0.85} = 0.077$$

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

$$= 0.9[0.5 * 7102.68 * 420 * 6280(1 + 0)(1 - 0.077)]$$

$$= 1296.86\ KN.m > Mu$$

→ use ϕ12@200 mm for vertical reinforcement

4.10 Design of Mat foundation (Mat 2):

- **Design of Mat footing (Under shear wall):**

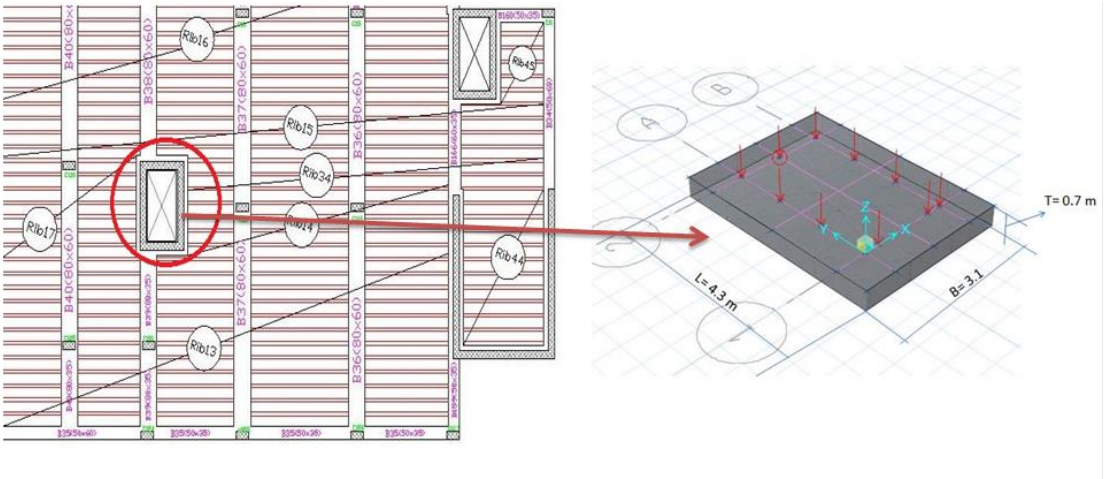


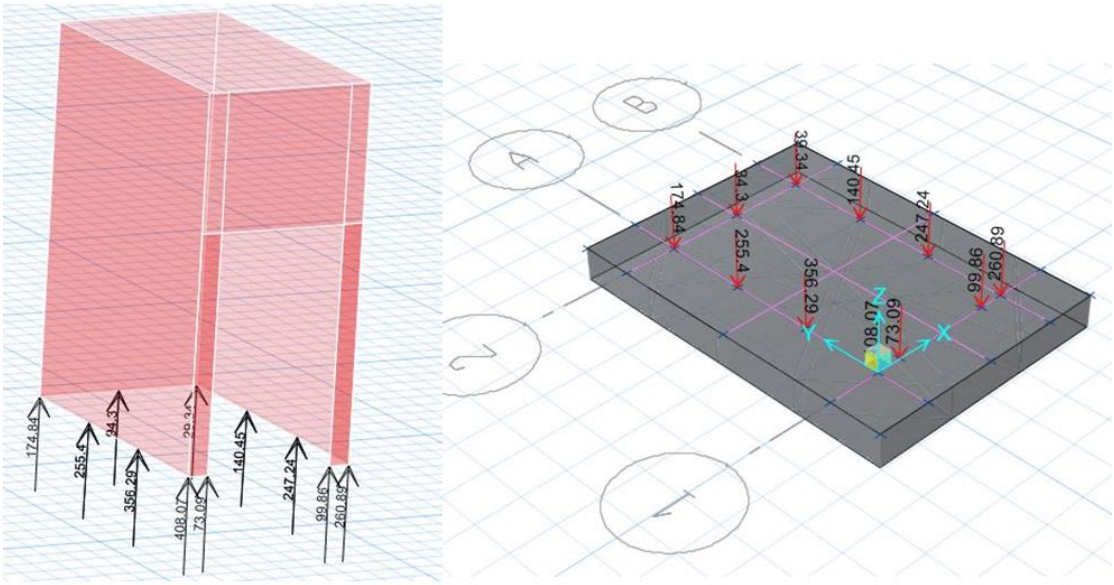
Fig. (4-10-1) place of mat footing in ground fllor

- **Location of Mat footing in basement floor (Under shear wall):**

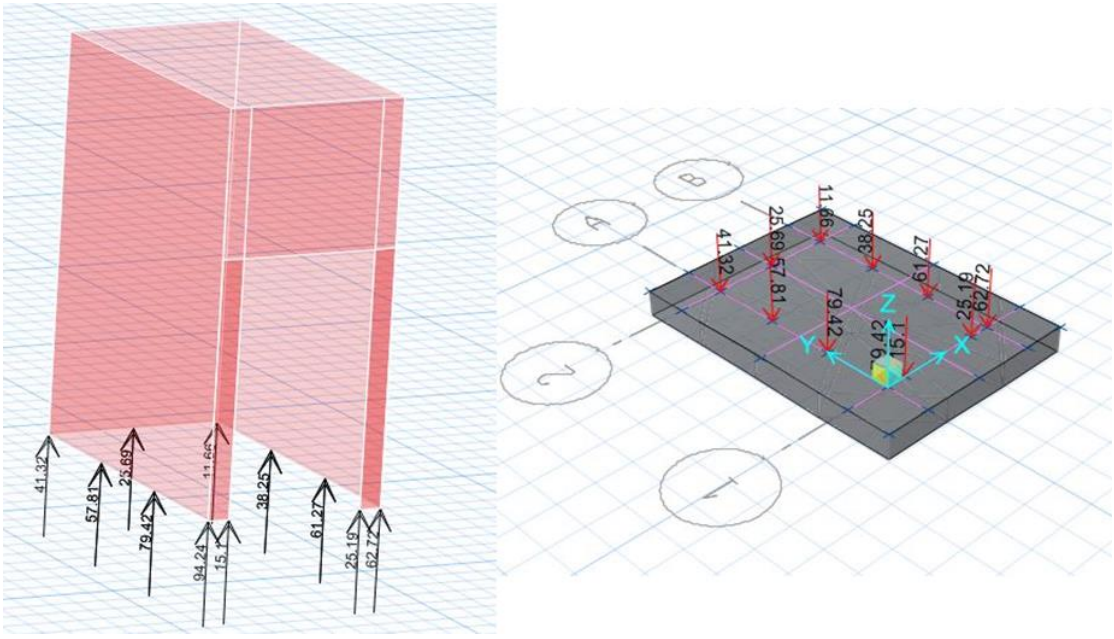
f_c'	fy
24 Mpa	420Mpa

- **Load is subjected from shear wall came from Etabs 2015**

  Analysis :-



fig(4-10-2)Dead load from shear wall to mat footing



FIG(4-10-30) Life load from shear wall to mat footing :

After anlysis by safe program we check for :

1-one way shear :

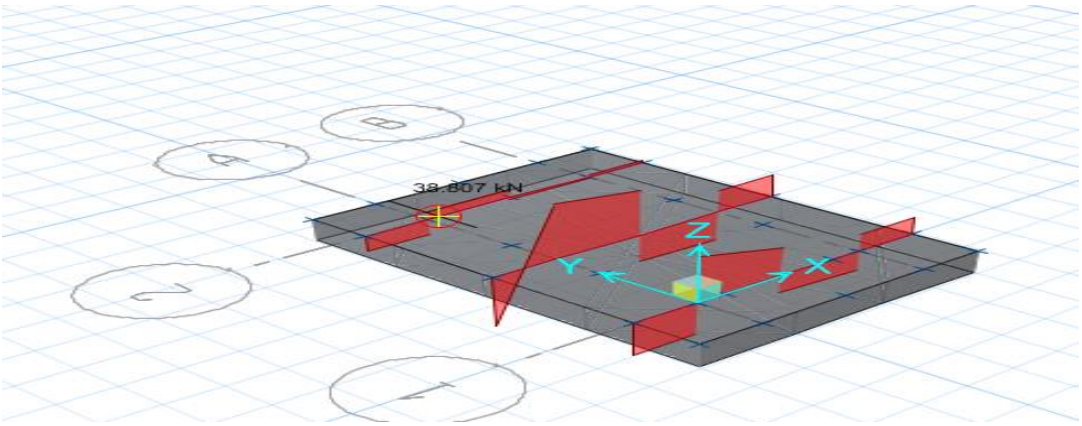


Fig. (4-10-4) maximum shear value

$h = 700mm$

$d = 700 - 75 - 10 - 20 \setminus 2 = 605mm$

$V_u = 38.807kn$

$\phi V_c = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 0.605\times 10^3$

$= 370.5kn$

$\phi V_c >> V_U$

So No Shear Reinforcement

2-one way shear (punching shear):

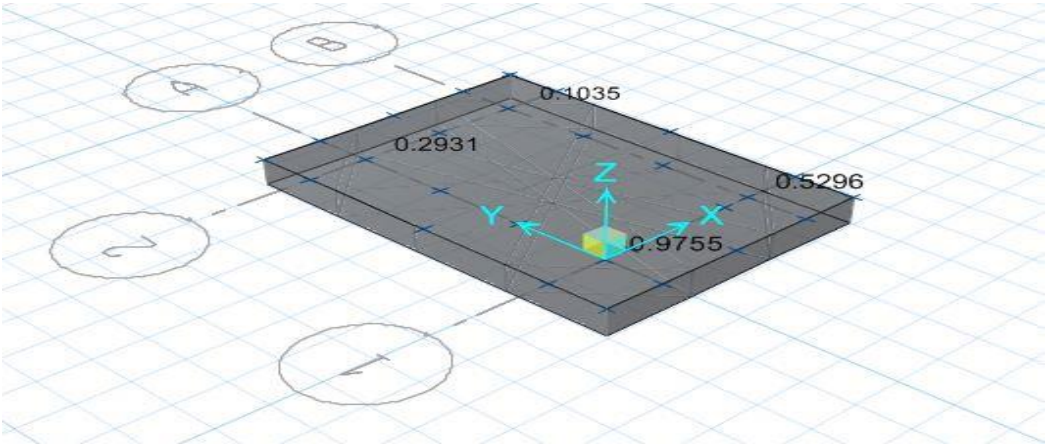


Fig. (4-10-5) punching shear value

punching shear value < 1.00 …….safe against punching

3-desgin of bending moment :

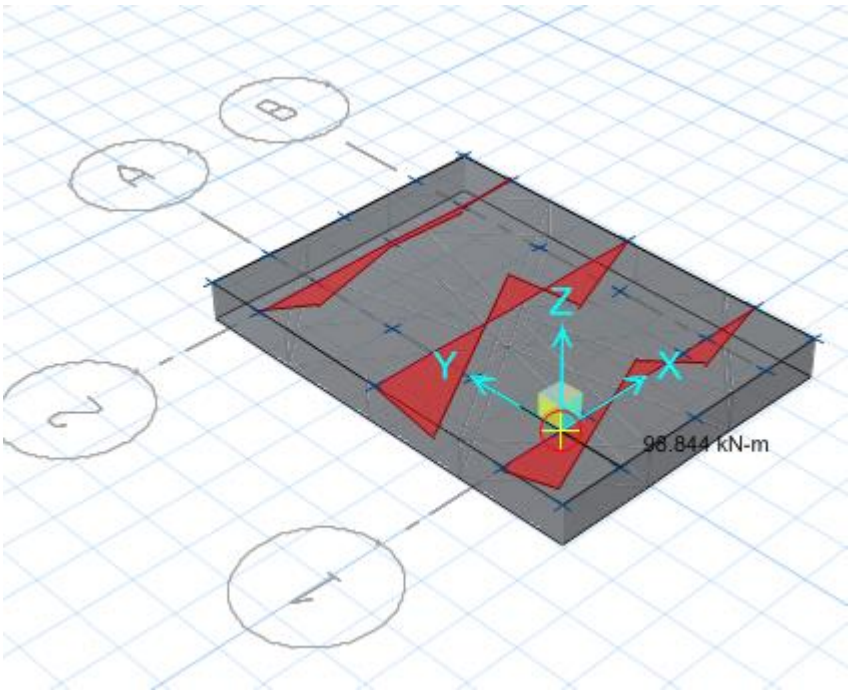


Fig. (4-10-6) maximum moment value

$$M_u \max = 98.844 kn.m$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{98.844}{0.9} = 109.82 kn.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{109.82 \times 10^6}{1000 \times 605^2} = 0.3 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c,}} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.3}{420}}) = 0.0000719$$

A $_{s\ (req)}$ ***= 0.0000719 (1000) (605) = 435.36 mm*** ^{2}

A $_{s\ \min}$ for shrinkage and temperature:

A $_{s\ \min}$ =0.0018*b*h

=0.0018*1000*605=1089 mm ^{2}

$$As_{req} = 1089mm^2$$

Select Φ12 @ 10 cm c/c with $A_{s\ prov.}$ 1130.4 mm²/m. top and bottom in both direction .

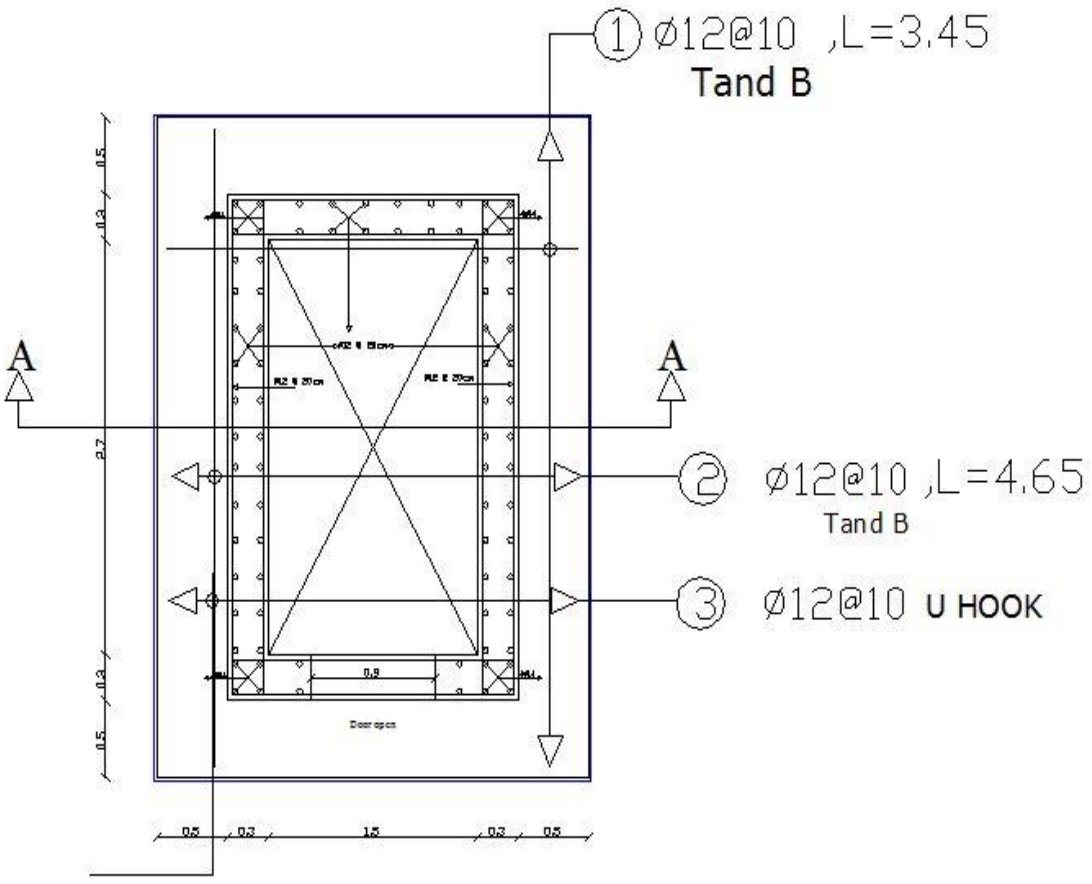


Fig. (4-10-1) ditael of mat foot

4.11 Design of Strip footing.

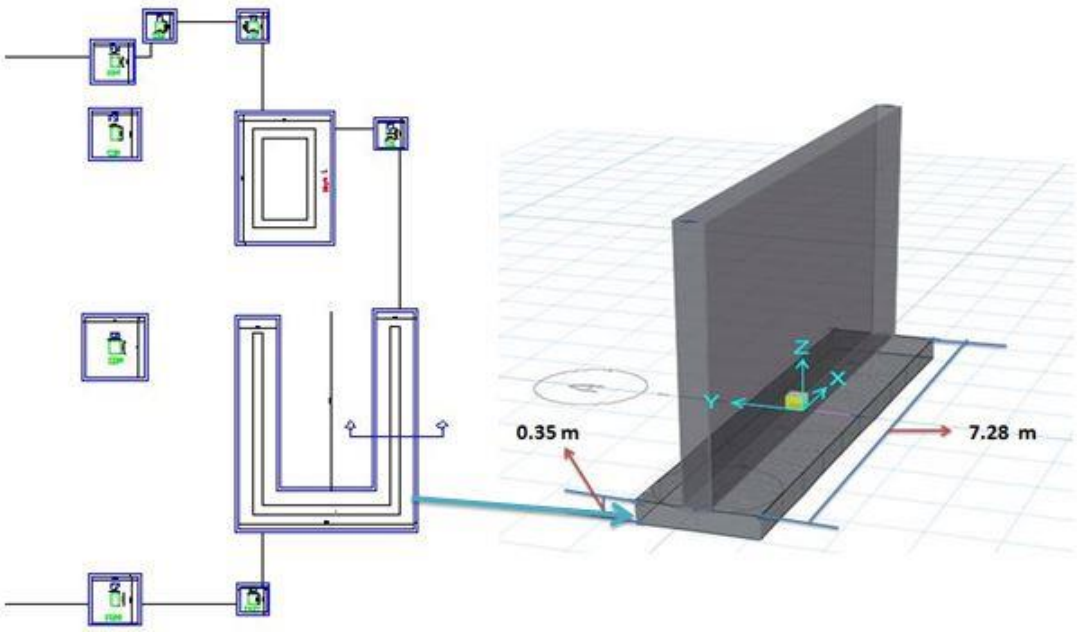


Fig. (4-11-1) location of Strip footing .

Load Calculation :

H (slab) = 0.35m

H (المدة) = 0.1m

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.

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

$$\Rightarrow B = 1.3m$$

Take B=130 cm .

Pu = 1.4*30.65 = 42.91 KN/m

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{42.91}{1x1.3} = 33.00Km2$$

Assume h=35 cm

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

$$V_u = 1 \times (0.65 - 0.15 - 0.265) \times 42.91 = 10.08kn$$
$$\phi V_c = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1300 \times 0.265 \times 10^3$$
$$= 211kn$$
$$\phi V_c >> V_U$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 33.00 \times 0.35 \times 1 \times \left(\frac{0.35}{2}\right) = 2.02kn/m$$
$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{2.02}{0.9} = 2.24kn/m$$
$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{2.02 \times 10^6}{1300 \times 265^2} = 0.0246Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_{c,}} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$
$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$
$$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.0246}{420}}) = 0.0000586$$

A $_{s\ (req)}$ = 0.0000586 (1300) (265) = 20.19 mm^2

A$_{s\ \min}$ for shrinkage and temperature:

A$_{s\ \min}$ =0.0018*b*h

=0.0018*1300*350=819 mm^2

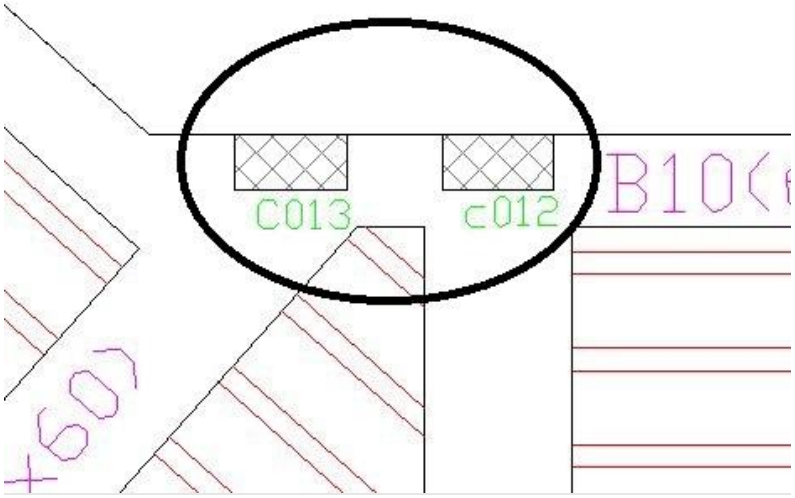
$$As_{req} = 819mm^2$$

$$\#of\ bar = \frac{819}{200.96} = 4.075$$

Select Φ16 @ 20 cm c/c with $A_{s\ prov.}$ 1004.8 mm²/m.

4.12 Design of combined footing (combo 4):

- **Design of combined footing (Under Colums c12,c13):**



- Fig. (4-12-1) **Location of combined footing in basement floor (Under Columns c12,c13):**

f_c'	fy
24 Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:-**

  - From column (C12,13): (DL &LL)

  * Service dead load (DLC12) 362 KN

  * Service live load (LL C12) = 142 KN

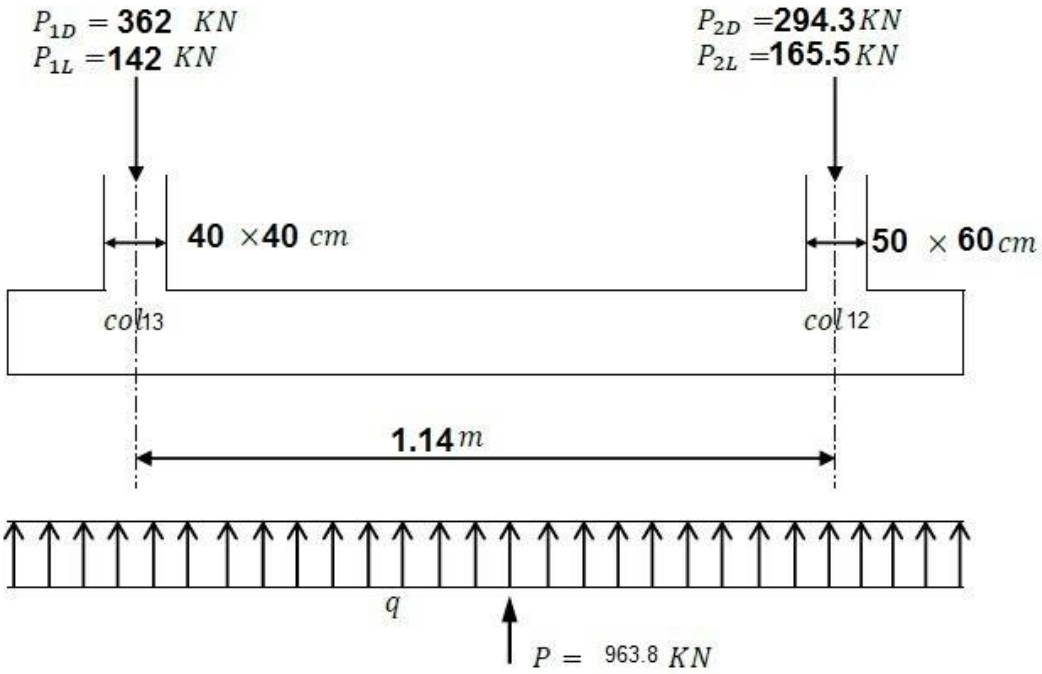
  * Column dimensions =40 cm*40 cm

  * Service dead load (DL C13) = 294.3 KN

  * Service live load (LL C13) = 165.5 KN

  * Column dimensions =50 cm*60 cm

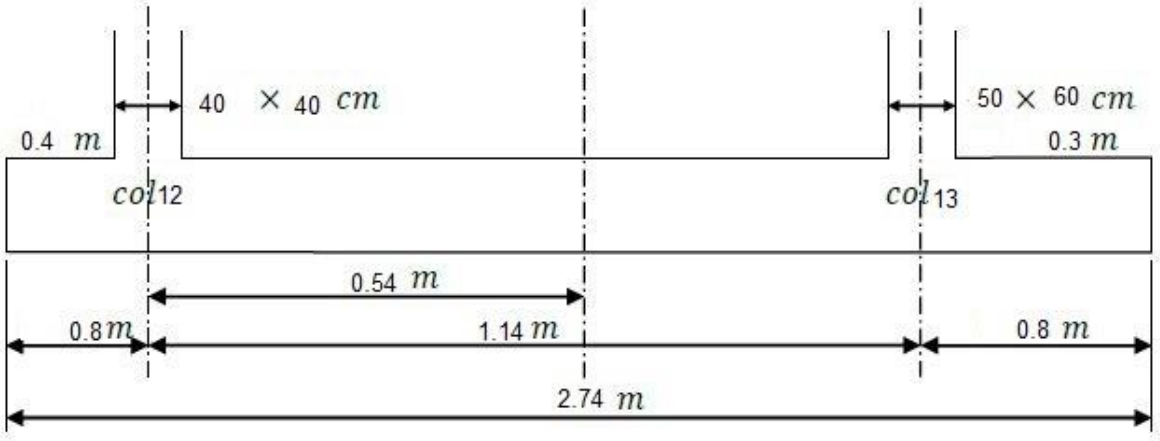
  * Allowable soil pressure = 480 KN/ m²



P=362+142+294.3+165.5=963.8 KN

∑moment abut c13 = 0.00

(294.3+165.5)*1.14 -963.8*X=0.0 …. X=0.54 m



- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{963.8}{480}$ = 2.002m²

Try 2.74*1.3 Area = 3.562 > 2.002 … m2… ok

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

Pu1 = 1.2DL1 + 1.6LL 1= 1.2*362 + 1.6*142 = 661.6 KN

Pu2 = 1.2DL2+ 1.6LL2 = 1.2*294.3 + 1.6*165.5 = 617.96 KN

$$qu = \frac{661.6 + 617.96}{3.562} = 359.25 \text{ KN/m}^2$$

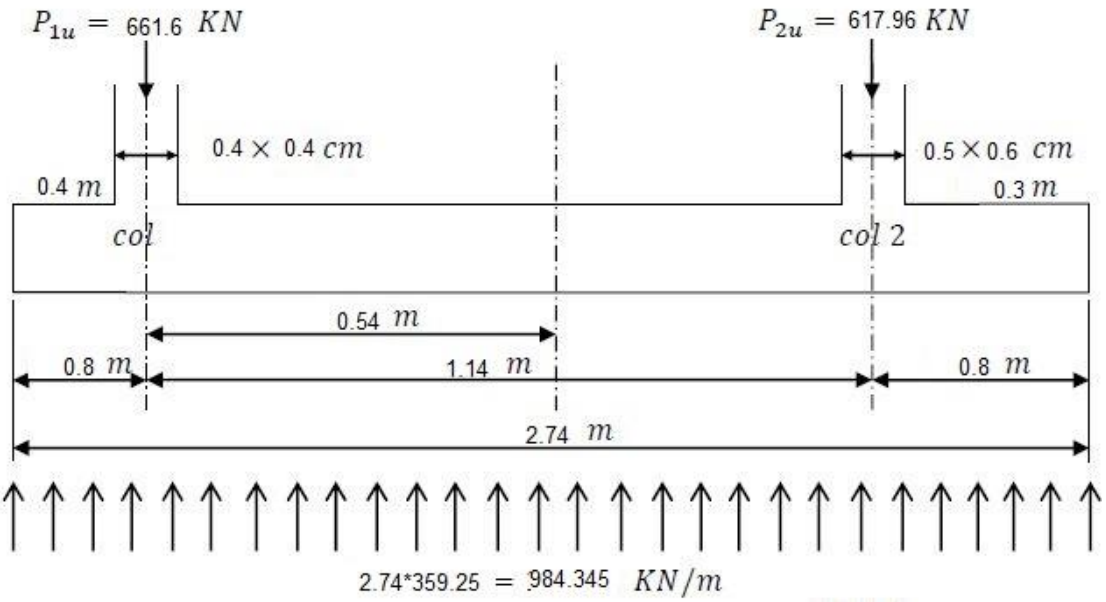


Fig. (4-12-2) : combined Footing

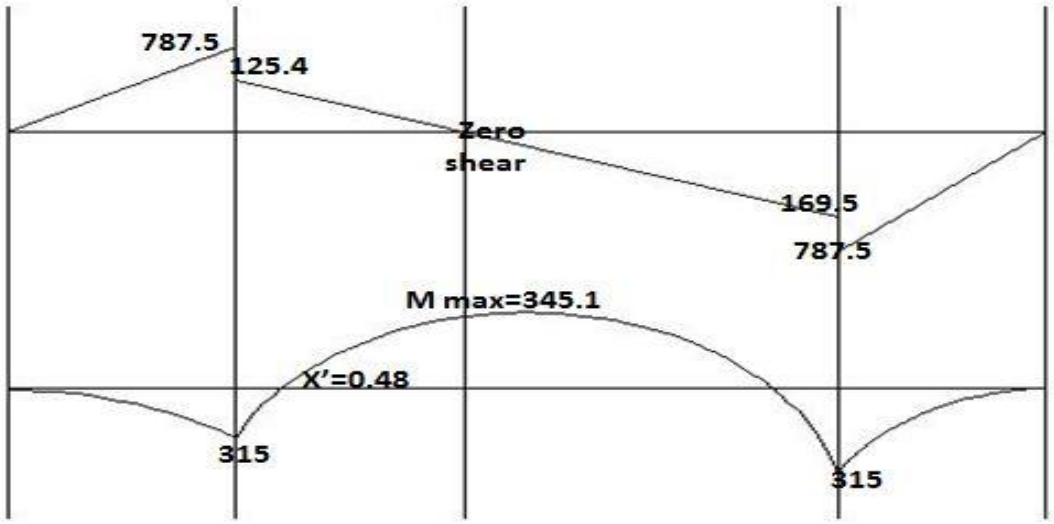


fig (4-12-3) shear and moment diagram for combined foot :

$$\mathbf{x' = \frac{1.14*125.4}{125.4+169.5}} = 0.48\ m$$

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

Assume h = 70 cm and steel bar **Φ 20 :**

davg= 700-75-20=605 mm

$$\phi Vc = \phi \frac{1}{6}\sqrt{fc'} * bw * d \ = \phi Vc = 0.75\frac{1}{6}\sqrt{24} * 2740 * 605 = 1015.12KN$$

At Colum 1 p1u=661.6KN :

Vu=661.6-359.25*1.3*(0.4+0.4+0.605)=5.4 KN

At Colum 2 p1u=617.97 KN :

Vu=617.97 -359.25*1.3*(0.3+0.5+0.605)=38.2 KN

ϕVc =1015.12 KN > Vu Max= 38.2 KN

The thickness h= 70 cm is a adequate enough.

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

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

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

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

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

Where:

At Colum 1 : p1u =661.6 KN

$$\frac{d}{2} = \frac{0.605}{2} = 0.3025m > 0.3\ m$$

Vu = 661.6 - 359.25 (0.4+0.4+$\frac{0.605}{2}$)* (0.4+0.605) = 263.55 KN

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{400}{400} = 1.00$$

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

b_o =2(0.4+0.605)+2(0.4+0.605)= 4.02 m.

α_s **= 30…….for edge column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{24}*4.02*0.605*10^3 = 4468.05kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30*0.605}{4.02}+2\right)*\sqrt{24}*4.02*0.605*10^3 = 3362.15kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.02*0.605*10^3 = 2978.7kN$$

$\phi.V_C$ = 2978.7 > Vu=263.55 KN

The thickness h= 70 cm is a adequate enough.

At Colum 2 : p2u =617.96 KN

$$\frac{d}{2} = \frac{0.605}{2} = 0.3025m > 0.3\ m$$

Vu = 617.96 - 359.25 (0.5+0.3+$\frac{0.605}{2}$)* (0.6+0.605) = 140.7 KN

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{600}{500} = 1.2$$

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

b_o =2(0.5+0.605)+2(0.6+0.605)= 4.62 m.

α_s **= 30…….for edge column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{24}*4.62*0.605*10^3 = 5134.9kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30*0.605}{4.62}+2\right)*\sqrt{24}*4.62*0.605*10^3 = 5669.35kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.62*0.605*10^3 = 3423.3kN$$

$\phi.V_C$ = 3423.3 > Vu=140.7 KN

The thickness h= 70 cm is a adequate enough.

- **Design the flexural reinforcement in the longitudinal direction** :

Design of negative moment :

Mu = - 345.1 KN.m

Take steel bar **Φ 20 :**

d=700-75-20- $\frac{20}{2}$ = 595 mm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.58

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{345.1 * 10^6 / 0.9}{2740 * (595)^2}$ = 0.39 Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.39)}{420}}$) = 0.00095

As_{req}= 0.00095 (2740) (595) = 1549.5 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2740) (700) = 3452.4 mm^2

As_{req}= 1549.5 mm^2 < As_{min} = 3452.4 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 3452.4 mm^2

Take 18Φ 16 , As,provided 36.1728 cm² > As,required 34.524cm²

S= $\frac{2740 - 75*2 - 18*16}{17}$ = 135.4 mm < Smax=450mm… ok

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*700 =2100 mm

2. 450 mm – control

Design of positive moment :

As min will control the design so :

As= As_{min} = 3452.4 mm^2

Take 18Φ 16 , As,provided 36.1728 cm² > As,required 34.524cm²

- **Design the flexural reinforcement in the transvers direction:**
- The factored load from Colum 1 is : 661.6 KN

From C1 = $\frac{661.6}{2.74} = 241.5 KN \setminus m$

Mmax= $\frac{241.5}{2} * (\frac{2.74}{2} - \frac{0.4}{2})^2$=165.3 KN.m

d=700-75-20= 615 mm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.58

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{165.3 * 10^6 / 0.9}{1000 * (615)^2}$ = 0.48Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.48)}{420}}$) = 0.000117

As_{req}= 0.000117(1000) (615) = 719.72 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (700) = 1260 mm^2

As_{req}= 719.72 mm^2 < As_{min} = 1260 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 1260 mm^2

Take 17Φ 10 , As,provided 13.34cm² > As,required 12.6cm²

S= $\frac{1000 - 75 - 17 * 10}{16}$ = 47.2 mm < Smax=450mm… ok

- The factored load from Colum 1 is : 617.97 KN

From C1 = $\frac{617.97}{2.74} = 225.5 KN \setminus m$

Mmax= $\frac{225.5}{2} * (\frac{2.74}{2} - \frac{0.6}{2})^2$=120.7 KN.m

d=700-75-20= 615 mm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.58

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b * d^2}$ = $\frac{120.7 * 10^6 / 0.9}{1000 * (615)^2}$ = 0.35Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.35)}{420}}$) = 0.0000855

As_{req}= 0.08551000) (615) 523.5 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (700) = 1260 mm^2

As_{req}= 523.5 mm^2 < As_{min} = 1260 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 1260 mm^2

Take 17Φ 10 , As,provided 13.34cm² > As,required 12.6cm²

S= $\frac{1000 - 75 - 17 * 10}{16}$ = 47.2 mm < Smax=450mm… ok

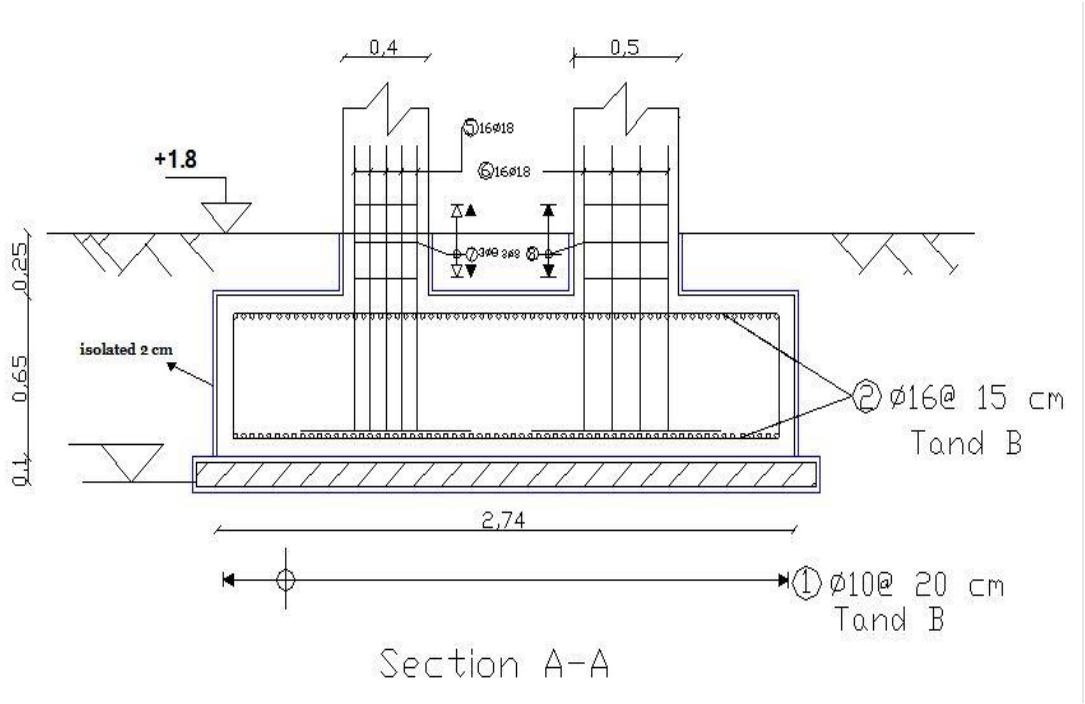


Fig. (4-12-4) detil of combined footing

4-13 Design of water tank:

fc =24 MPa, fy=420Mpa, qall=480KN/m^2

By using stad pro software to design :

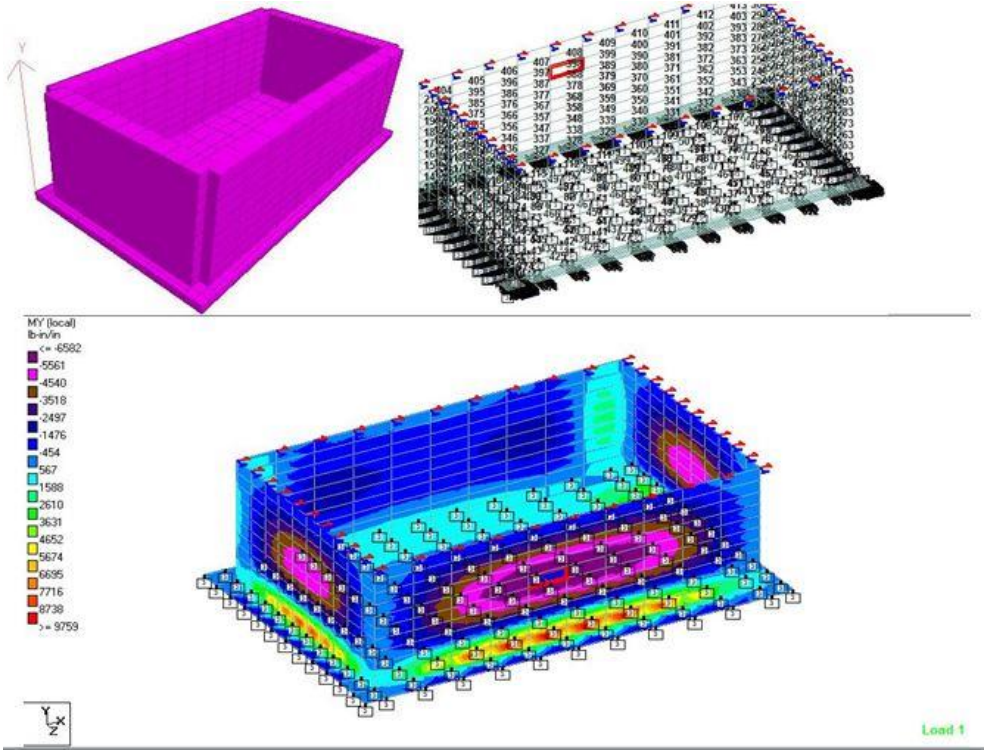


Fig (4-13-1):water tank

- **Tank wall:**

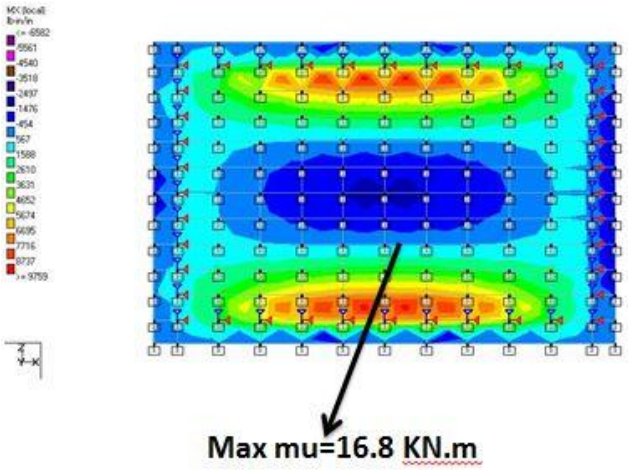


Fig (4-13-2): water tank wall moment value

Mu = 16.8 KN.m

Take steel bar Φ 20 :

d=300-40-20- $\frac{20}{2}$ = 230 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{16.8 * 10^6 / 0.9}{1000 * (230)^2} = 0.35 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.35)}{420}}\right) = 0.000084$$

As_{req}= 0.000084(1000) (230) = 195 mm^2

- For vertical reinforcement :

As_{min} =0.00125*b*h = 0.0018 (1000) (300) = 375 mm^2

As_{req}= 195 mm^2 < As_{min} = 375 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 375 mm^2

Take Φ14@20 cm , As,provided 769.3 mm ^{2} > As,required 375 mm ^{2}

- For Horizontal reinforcement :

As_{min} =0.0012*b*h = 0.0012 (1000) (300) = 360 mm^2

As_{req}= 156.3 mm^2 < As_{min} = 360 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 360 mm^2

Take Φ14@20 cm , As,provided 769.3 mm ^{2} > As,required 360 mm ^{2}

- **Tank foundation "mat":**

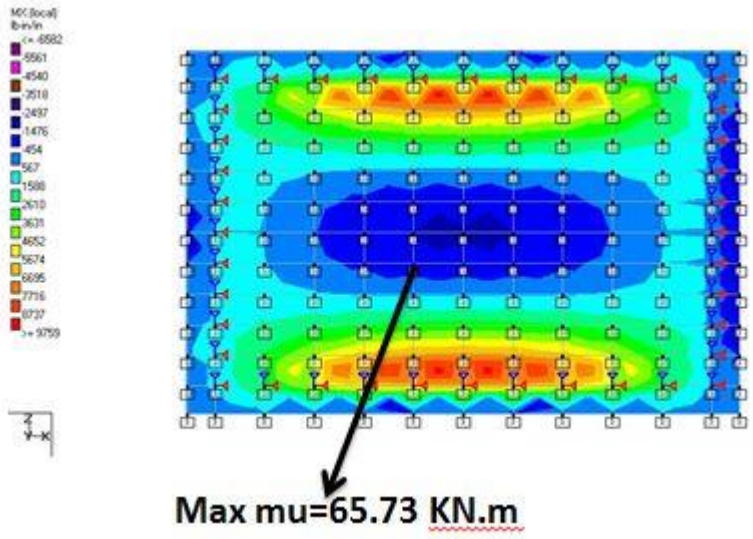


Fig (4-13-3):water tank footing moment value

Mu = 65.73 KN.m

Take steel bar **Φ 20 :**

d=700-75-20- $\frac{20}{2}$ = 595 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{65.73*10^6/0.9}{1000*(595)^2} = 0.206 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.206)}{420}}\right) = 0.000049$$

As_{req}= 0.000049(1000) (595) = 293.74 mm^2

- For foundations :

As_{min} =0.0018*b*h = 0.0018 (1000) (700) = 1260 mm^2

As_{req}= 293.74 mm^2 < As_{min} = 1260 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min} = 1260 mm^2

Take Φ14@10 cm , As,provided 1538.6 mm ^{2} > As,required 1260 mm ^{2} for top and bottom reinforcement

4-14 two way ribbed slab :

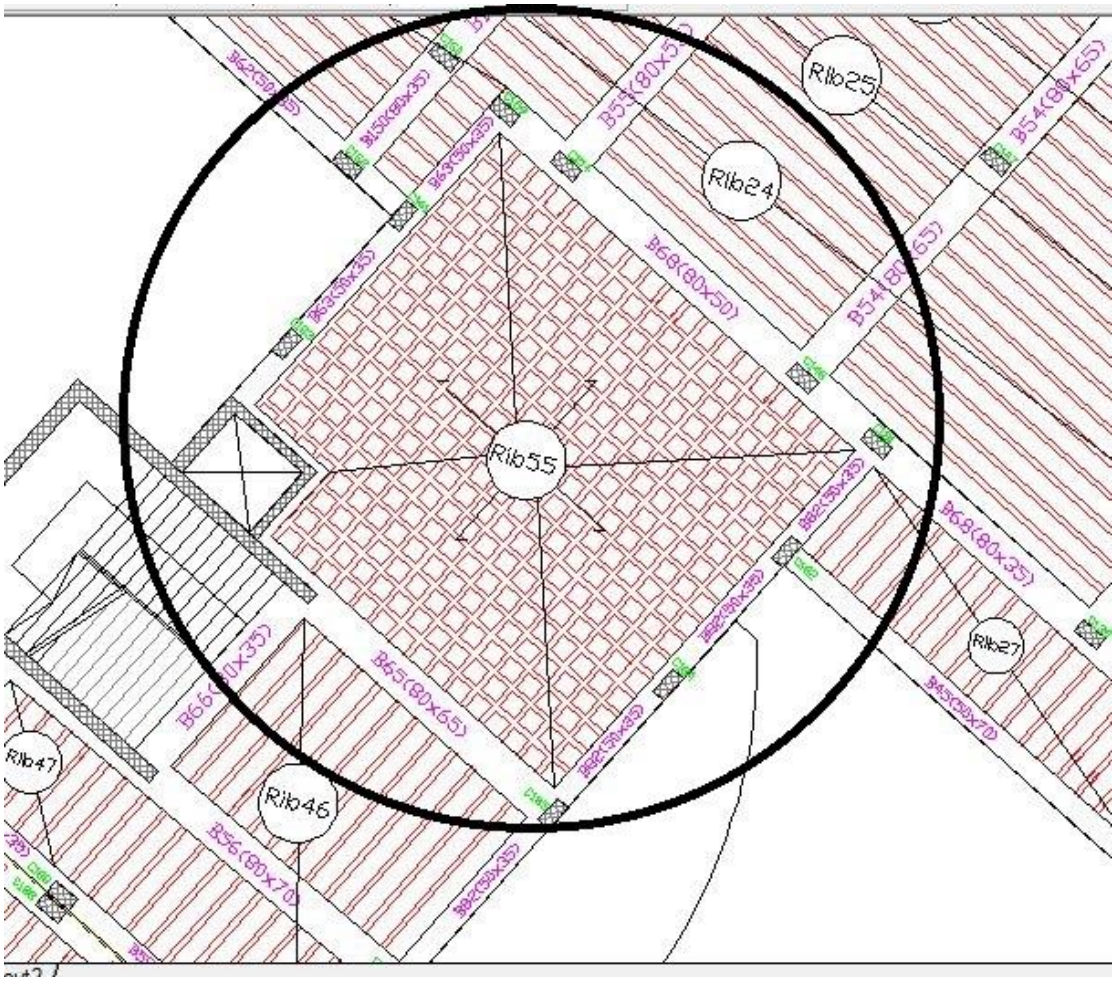


Fig. (4-14-1): Two waye rib slab in ground floor.

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab (TW3):

$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y} = \frac{40*8*4 + 35*12*17.5}{40*8 + 35*12} = 11.66cm$$

$$I_{rib} = \frac{52\times(11.66)^3}{12} - \frac{(40)\times 3.66^3}{12} + \frac{12\times(23.34)^3}{12}$$

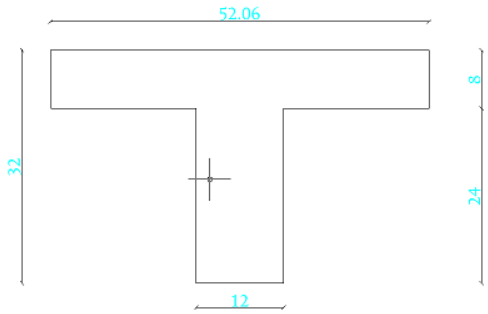


Fig (4-14-2) Two-way rib section

$$I_{rib} = 19420.55cm^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 80 * (52)^3 = 937386.6cm^4 = I_{b2}$$

$$I_{b3} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 80 * (52)^3 = 937386.6cm^4 = I_{b4}$$

short direction 8.6 m =860 cm

The exterior beam :(beam 1)

Long direction 8.7 m =870 cm

$$I_{s1} = (19420.55 \times (\frac{987}{2} + 50)) / 52 = 202982.09cm^4 = I_{s2}$$

$$I_{s3} = (19420.55 \times (\frac{935}{2} + 80)) / 52 = 204476cm^4 = I_{s4}\ \alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{178645.8}{202982.09} = .0.88 = \alpha_2$$

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833.33}{204476} = 1.397 = \alpha_4$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{0.88 + 0.88 + 1.397 + 01.397}{4} = 1.134$$

$$\alpha < 2 - - - - - - - 1.134 < 2$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$h_m = 265.2mm > 125mm$$

First trial thickness h=320mm>265.2mm –ok

Take slab thickness h=320 , 80mm – topping , 240mm concrete block.

Load Calculation:-

Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	23*0.03*0.52*0.52 =0.187KN/Rib.
2	Mortar	22*0.03*0.52*0.52 = 0.178 KN/Rib.
3	Plaster	22*0.02*0.52*0.52= 0.119 KN/Rib.
4	Sand	17*.07*0.52*.52= 0.322KN/Rib.
5	Topping	25*.08*0.52*0.52 = 0.541 KN/Rib.
6	Block	10*0.27*0.4*0.4 = 0.437KN/Rib.
7	Rib	(0.52+0.4)*0.27*25*0.12= 0.745 KN/Rib.
8	Partions	22*0.02*0.52*0.52 = 0.27 KN/Rib.
		2.799 KN/Rib

Table (4-14-1) Calculation of two-way dead load.

Total Dead Load = 2.799 KN/Rib.

$2.799/(0.52^2) = 10.35$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.35 = 12.42 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

Flexural Design: -

Design for Positive moment:

d = 320 – 20 – 8 – $\frac{14}{2}$ **= 285 mm**

Ca $_{pos/dl}$=0.04 **Cb $_{pos/dl}$=0.033**

Ca $_{pos/ll}$=0.04 **Cb $_{pos/ll}$=0.033**

Ma+ve= (Ca $_{dl}$*W_{dl}*La^2*0.52)+(Ca $_{ll}$ *W $_{ll}$*La^2*0.52)

= (0.04*8*9.35^2*0.52)+(0.04*12.421*9.35^2*0.52)= 37.12KN.m/Rib

m **=** $\frac{fy}{0.85 * fc'}$ **=** $\frac{420}{0.85 * 24}$ **= 20.6**

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2}$ **=** $\frac{(41.24/0.9) * 10^6}{120 * (308)^2}$ **= 3.623Mpa**

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

ρ = $\frac{1}{20.6}$ **(1 -** $\sqrt{1 - \frac{2(3.623)(20.6)}{420}}$ **) = 0.0096**

As = 0.0096*120*308 = 354.8 mm^2

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

$As_{\min} = 123.2 \geq 107.77$

$As_{\min} = 123.2$ **mm²**

A_S = 354.8mm² > A^S min =123.2mm² OK

As =354.8 mm^2

Select 2 bars Φ 16

Check strain

Tension = Compression

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

$$354.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 14.04mm$$

$$c = \frac{14.04}{0.85} = 16.52$$

$$\varepsilon_s = \frac{285 - 16.52}{16.52} \times 0.003 = 0.049 > 0.005 ...ok$$

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{308 - 16.52}{16.52} \times 0.003 = 0.1392$$
$$\varepsilon_s = 0.1392 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

Design Discontinuous edge

As = $\frac{1}{3}\ As_{s.pos}$ **=** $\frac{1}{3}$ ***402.12=134.04 mm²>** $As_{\min}$ **=123.2 mm²**

Select As=134.04mm²

Select 2 bars Φ 12.

Used As=157 mm²

Design for shear:

The shear in the slab calculated by using tributary area for shear :

$$Vud = wu \times bf(\ln/2 - d)$$
$$Vud = 21.3 \times 0.52 \times (9.8/2 - 0.304) = 50.9KN$$
$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{fc} \times bw \times d$$
$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 304 * 10\text{^}{-3} = 32.7KN$$
$$\phi Vc = 0.75 * 32.7 = 24.52$$

ϕVc < Vud

$$Vs\min = \frac{1}{3}bw \times d \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$
$$Vs\min = \frac{1}{3} \times 120 \times 304 \times 10\text{^}{-3} = 12.16$$
$$\geq \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 304 \times 10\text{^}{-3} = 11.17$$
$$case3$$
$$\phi Vc = 24.52 < Vu = 50.9 \leq \phi(Vc + Vs\min) = 33.64$$

Case 4:-

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.12 *.304 * 1000 = 44.72KN$$

ϕVs'+ϕVc=44.72+24.52=69.24 KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$ **=33.64<ϕVs'+ϕVc=69.24**

∴ Case # 4

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(50.9/0.75)-32.7=35.16 KN

Use 2-leg ϕ8 As=100.53mm^2

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

s=(100.53*420*304)/(28.6*〖10〗^3)=448.8 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=304/2=150.9……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ8@100mm