

شكر وتقدير

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 عوناً 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 ييخلوا 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

الفهرس

العنوان	رقم الصفحة
الشكر	١
الإهداء	٢
الفهرس	٣
فهرس الأشكال	٥
فهرس الجداول	٧
الملخص	٨
الفصل 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
الفصل 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
الفصل 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
	الفصل 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
١-٣-٢	مخطط موقع البناء	١٧
٢-٣-٢	الموقع بالنسبة للتجمعات السكانية المحيطة	١٨
١-٤-٢	مسقط طابق التسوية	19
٢-٤-٢	مسقط الطابق الارضي	20
٣-٤-٢	مسقط طابق الاول	21
٤-٤-٢	مسقط طابق الثاني	٢٢
٥-٤-٢	مسقط طابق الثالث	٢٣
١-٥-٢	الواجهة الشمالية	٢٤
٢-٥-٢	الواجهة الجنوبية	٢٤
٣-٥-٢	الواجهة الشرقية	٢٥
٤-٥-٢	الواجهة الغربية	٢٥
١-٦-٢	قطاعات في عدة أماكن في المبنى	٢٦
١-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٣
٢-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٣٣
٣-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٤
٤-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٤
٥-٥-٣	أشكال الجسور الساقطة و المسحورة	٣٥
٦-٥-٣	أحد أشكال الأعمدة	٣٦
٧-٥-٣	جدار القص	٣٧
٨-٥-٣	الأساس المنفرد	٣٧
٩-٥-٣	مسقط أفقي للأساسات	٣٨
١٠-٥-٣	مقطع طولي في الأساس	٣٨
١١-٥-٣	الدرج	٣٩
١٢-٥-٣	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

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

فهرس الجداول

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

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 الاشعة 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 سيتم 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 المقدمة

٢-١ مشكلة البحث (المشروع)

٣-١ أسباب اختيار المشروع

٤-١ أهداف المشروع

٥-١ المسلمات

٦-١ خطوات المشروع

٧-١ نطاق المشروع

٨-١ حدود المشروع

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 بالبرقي 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 .

٣-١ 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.

٤-١ 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.

٥-١ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم 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.

٦-١ خطوات المشروع :

- ١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملًا 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.

٧-١ 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.

٨-١ 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 الأول، 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 الحركة.

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 أنشأ لأجلها . ومن أهم ميزات تصميم المستشفيات والمراكز الصحية العامة توفير الراحة النفسية للمرضى بالإضافة الى توفير عدد من الخدمات للمرافقين مثل قاعات الانتظار وغرف للأطباء والممرضين وقاعات التشخيص التي تحوي أكثر من سرير والتي 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

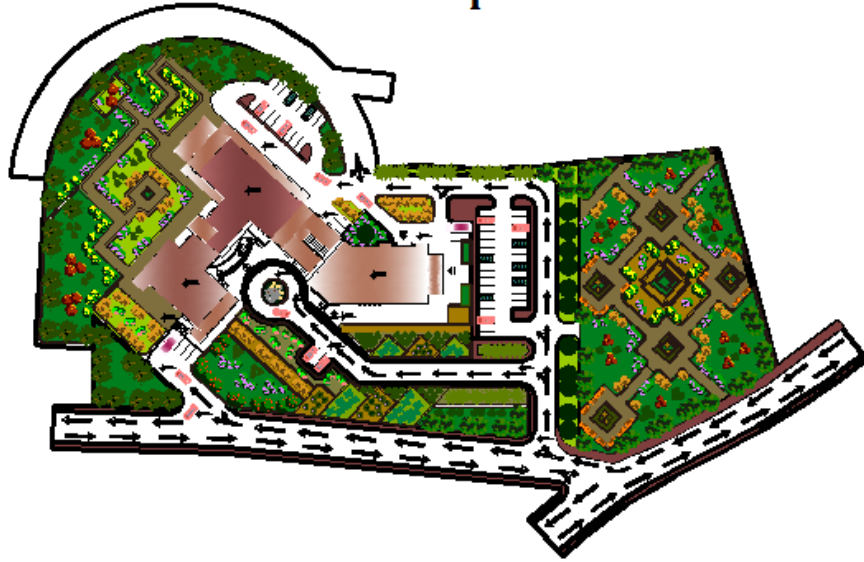
تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مستشفى بعدد من التخصصات المختلفة في قرية بني نعيم تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المستشفيات الحديثة؛ فهي تشتمل على مجموعة من التخصصات و قاعات متعددة الأغراض وقاعات انتظار وغرف سكنية للموظفين وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل 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 مقام 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 .

Site plan



الشكل (٢-٣-١) يبين مخطط موقع البناء



موقع الأرض		شارع فرعي مؤدي الى موقع الأرض	شارع رئيسي مؤدي الى موقع الأرض
------------	---	----------------------------------	-----------------------------------



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

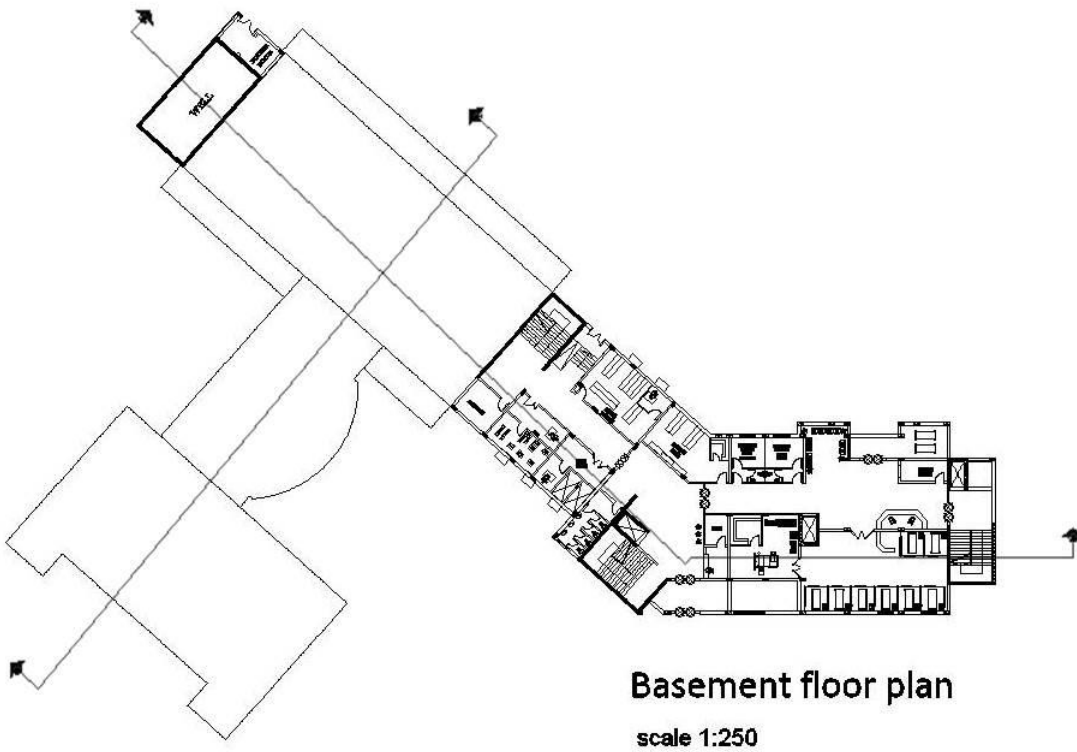
المصدر: (الباحثون)

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى حوالي ٢٥٢.٥٣٥ م^٢.

طابق التسوية :

تبلغ مساحة هذا الطابق ٩٧٧.٨٢٣٣ م^٢ ذات منسوب (+٢) متر من سطح الأرض وهو عبارة عن طابق طوارئ واستقبال مرضى وخدمات طبية بالإضافة 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 او الحالة المرضية ، و مساحات مناسبة للغرف العلاجية والتشخيصية ، وتوفير عدد كافي من الاسرة لكل مريض او حالة .

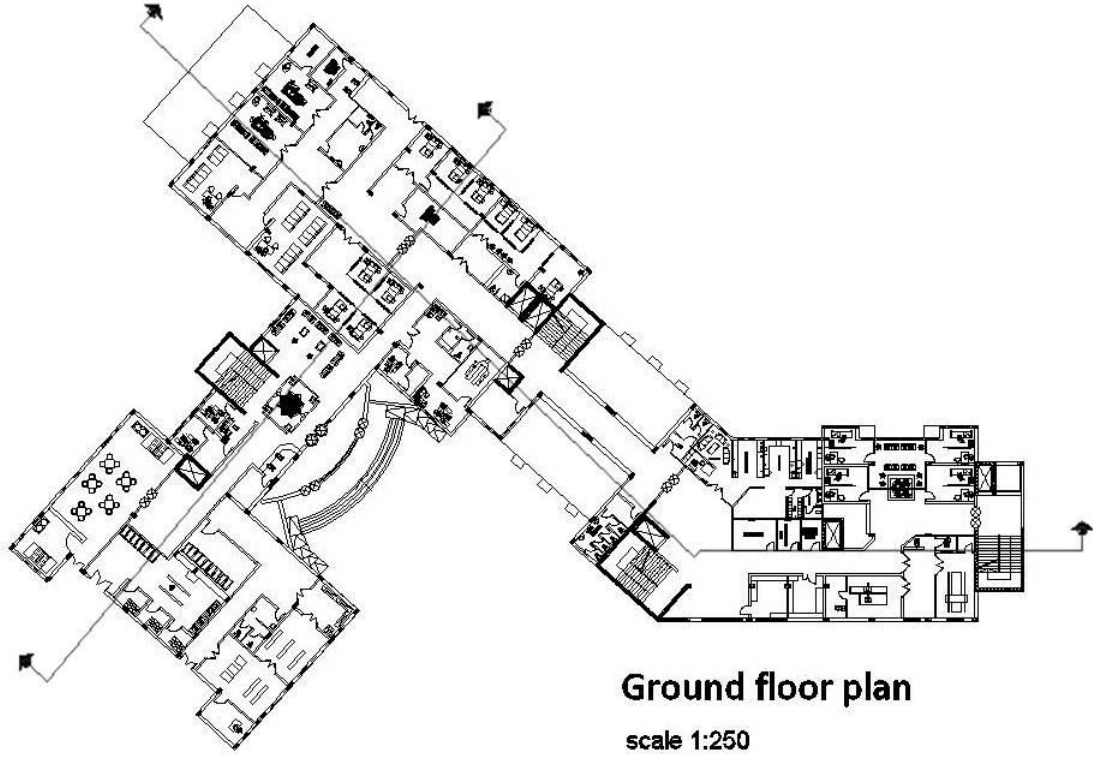


الشكل (٢-٤-١) مسقط طابق التسوية

الطابق الأرضي:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٦٤٩.١٣١٥ م^٢ منسوب هذا الطابق (+٦) متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف

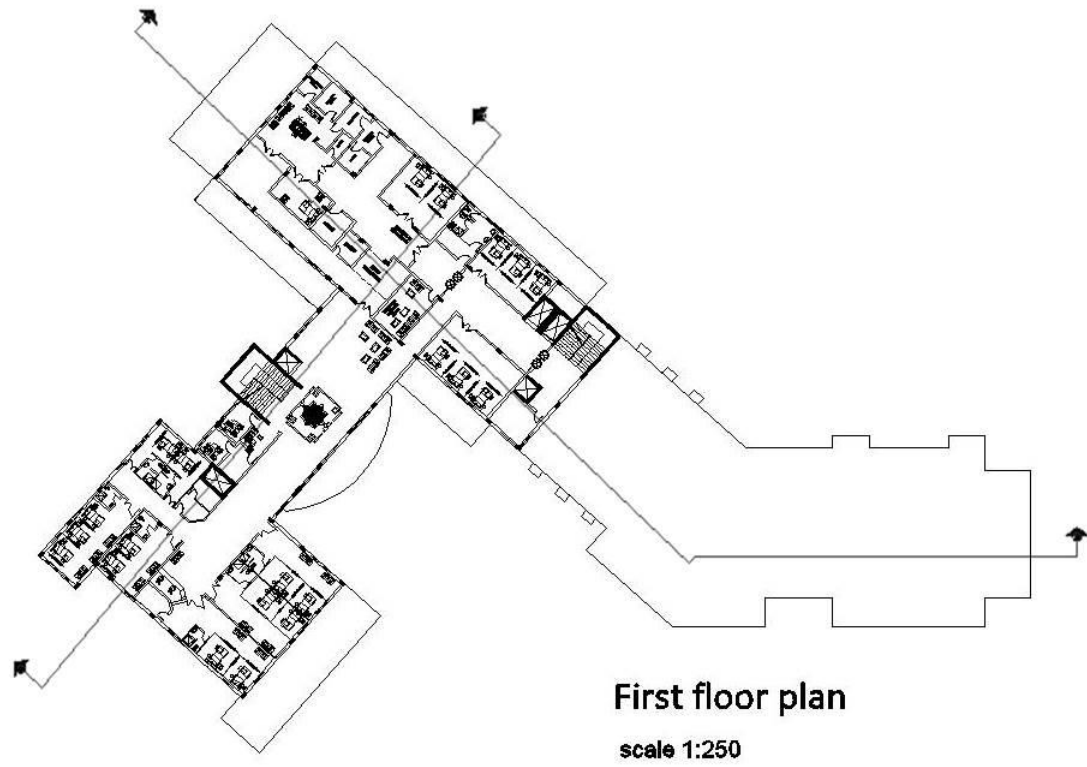
الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: مكاتب اطباء وغرف استراحة للمرضين حيث تبلغ مساحتها مساحة ثلث الطابق تقريبا، مطعم ، قسم للعمليات ومختبرات لعمل الفحوصات المختلفة ،صيدلية عقاقير وادوية ، وغرفة تصوير اشعة .



الشكل (٢-٤-٢) مسقط الطابق الأرضي

الطابق الأول :

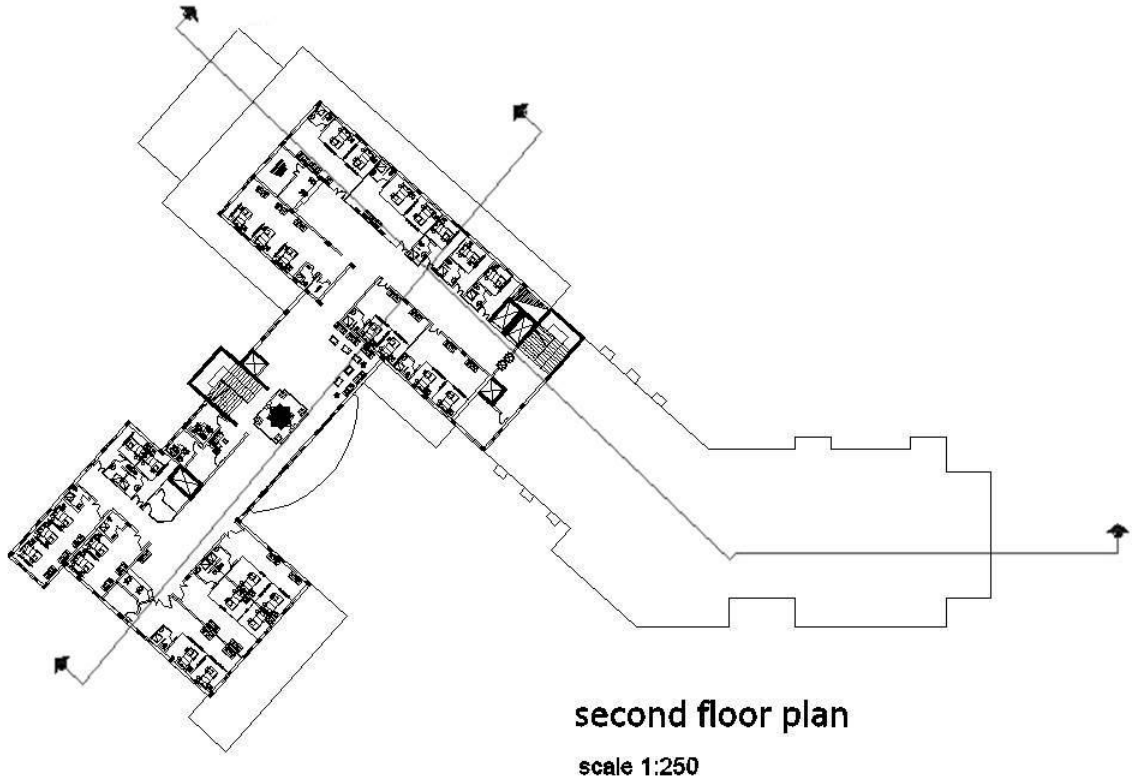
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٣٠٨.٥١ م^٢ منسوب هذا الطابق (+١٠) متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: قسم c.c.u و قسم i.c.u كما و يحتوي على قسم توليد وغرف مرضى وخدمات للمرضى والموظفين والاطباء .



الشكل (٢-٤-٣) مسقط الطابق الأول

الطابق الثاني:

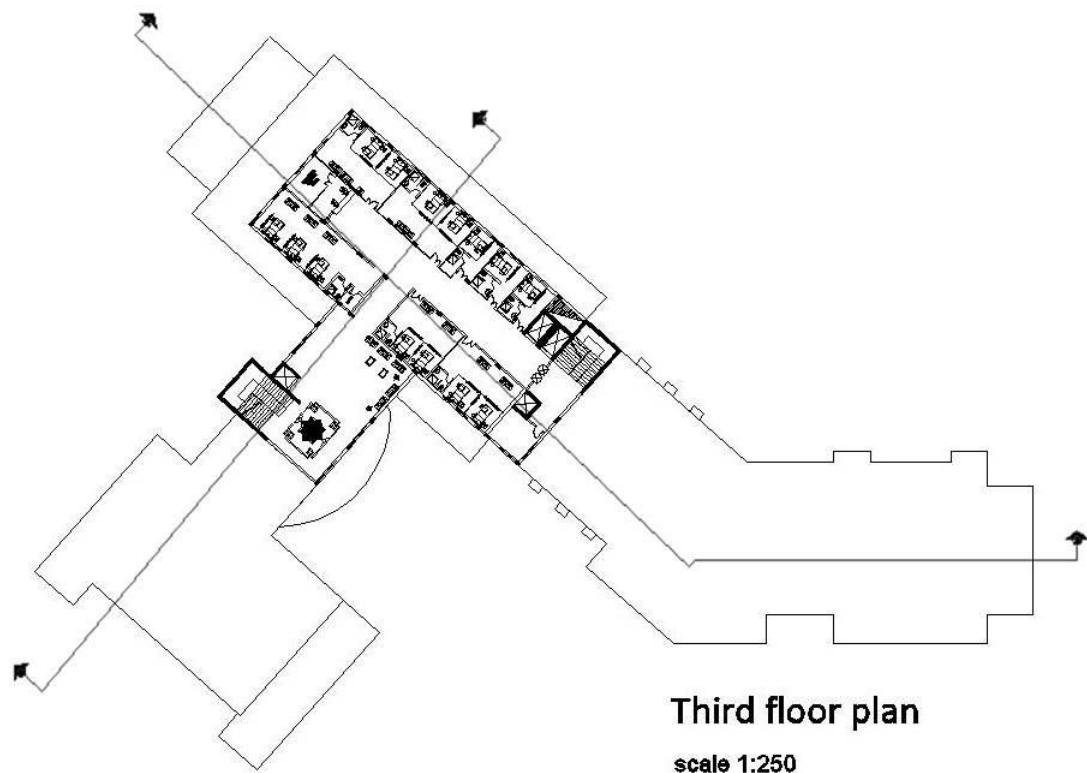
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٢٣٠.٥١ م^٢ منسوب هذا الطابق (+١٤) متر من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: غرف عمليات واجراء فحوصات وغرف راحة للمرضى وعناية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



الشكل (٢-٤-٤) مسقط الطابق الثاني

الطابق الثالث:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٧٧٠.٦٤٦ م^٢ منسوب 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 العناية بالأطفال 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 .

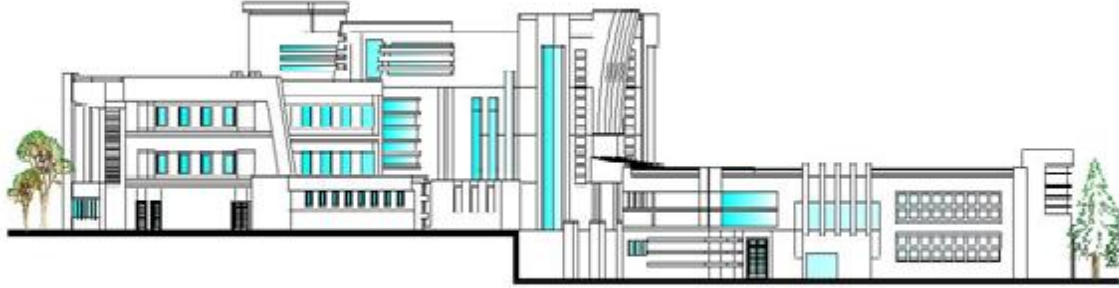


الشكل (٥-٤-٢) مسقط الطابق الثالث

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 (١-٥-٢) 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:

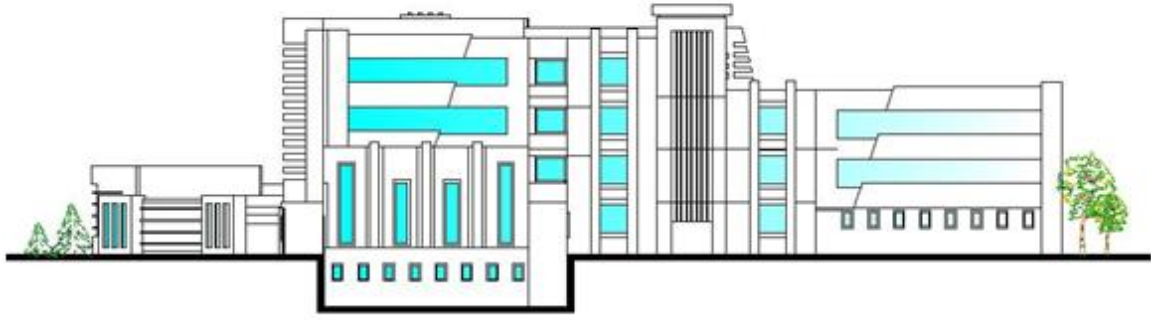


South Elevation

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:

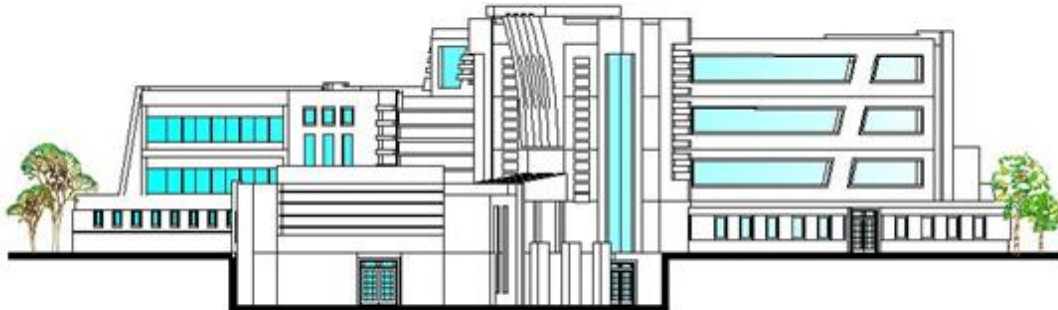


east Elevation

الشكل (٢-٥-٣) الواجهة الشرقية

تتناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الجنوبية مع عدم توحد في المناسيب ، وتتناظر 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 نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين : مكان مخصص لدخول الموظفين والمراجعين والمرضى من الطابق الأرضي ومكان من طابق التسوية لدخول الحالات 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 تماشياً مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للكافتيريا والاستقبال وبنك الدم والفحوصات والصيدلية . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.



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

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

١.٣ المقدمة

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الاحمال

١-٣-٣ الأحمال الميتة .

٢-٣-٣ الأحمال الحية.

٣-٣-٣ الأحمال البيئية .

٤-٣-٣ احمال الرياح .

٥-٣-٣ احمال الثلوج .

٦-٣-٣ احمال الزلازل .

٤.٣ الاختبارات العملية .

٥.٣ العناصر الإنشائية.

١-٥-٣ العقدات .

٢-٥-٣ الجسور .

٣-٥-٣ الأعمدة.

٤-٥-٣ الجدران الحاملة (جدران القص).

٥-٥-٣ الأساسات.

٦-٥-٣ الأدراج.

٧-٥-٣ الجدران الإستنادية .

1.3 مقدمة

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، وإنما 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 تشغيله مع مراعاة السلامة و الأمان .

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة 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 و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضاً 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 و عن طريق اختيار أسهل طريقة للتنفيذ.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3.3 الاحمال :

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

1.3.3 الأحمال الميتة

هي أحمال تتجم 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) 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	القضارة	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 (٢-٣) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٢-٣-٣) 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/m²) 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.

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

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 ورجوعاً 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 يعترضه 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 الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

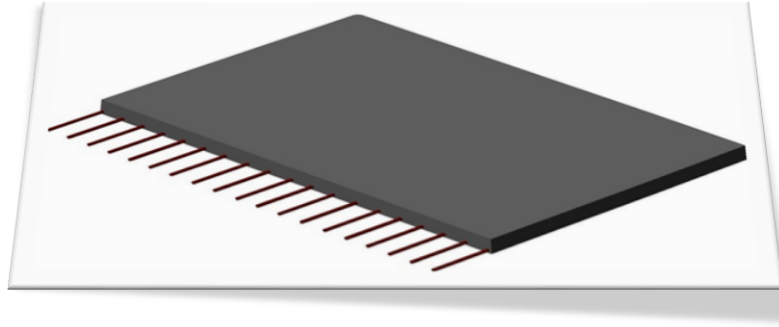
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتنقسم 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 نظراً للسمانة المنخفضة.

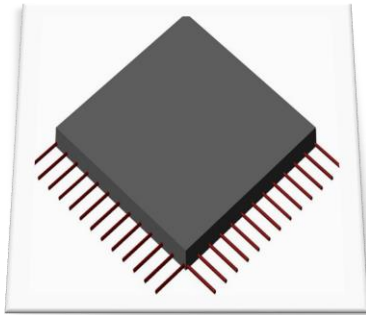


الشكل (١-٥-٣): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- 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 وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين

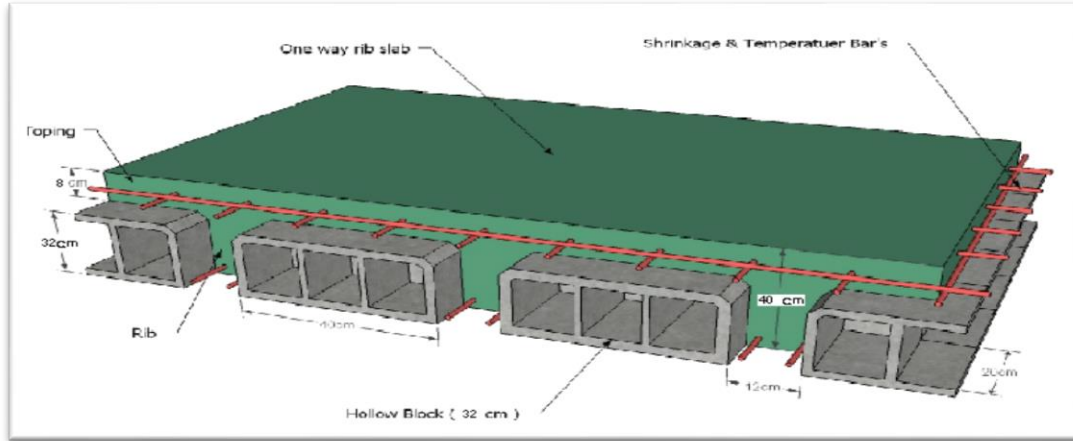
موضحه في الشكل (٢-٥-٣):



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

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

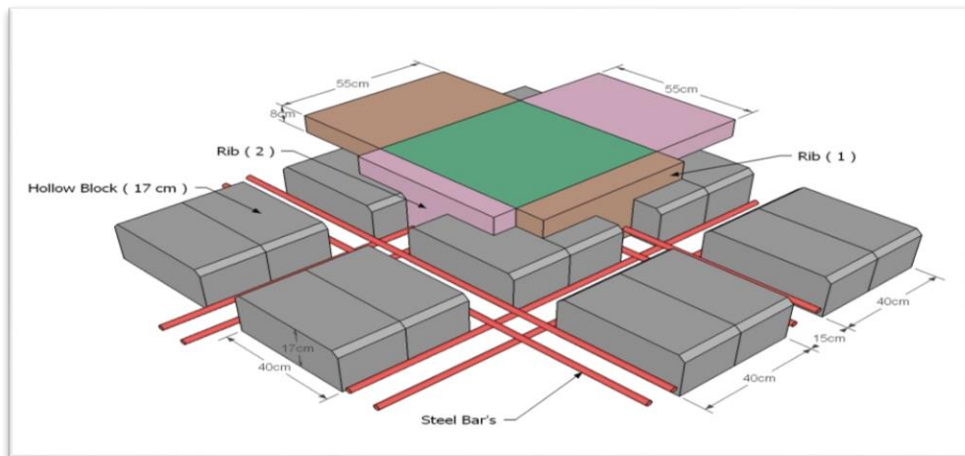
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد وقد استخدم تصميمها في معظم عقدات المبنى كما هو مبين في الشكل (٣-٥-٣)



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، وبراى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (4-5-3):



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

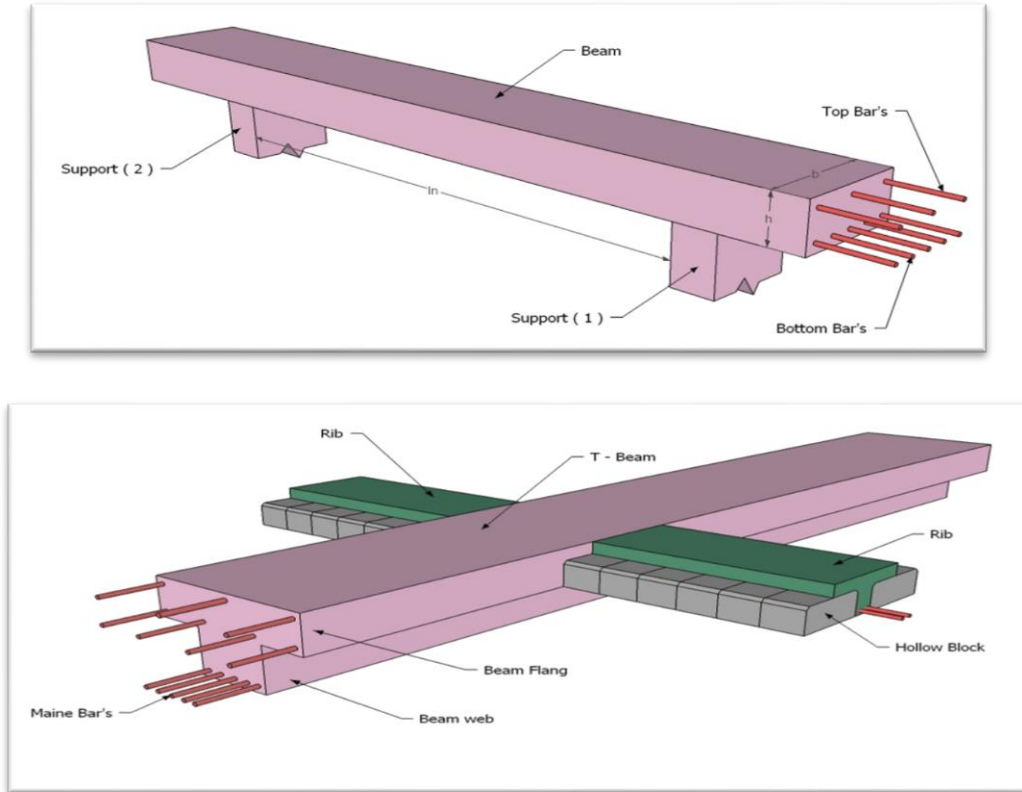
٢.٥.٣ الجسور :

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 المدلاه 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. ول مقاطع 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 .



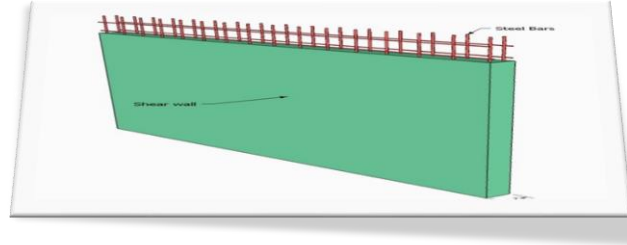
الشكل (3-5-٦): أحد أشكال الأعمدة.

٣.٥.٤ 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 تسليح 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

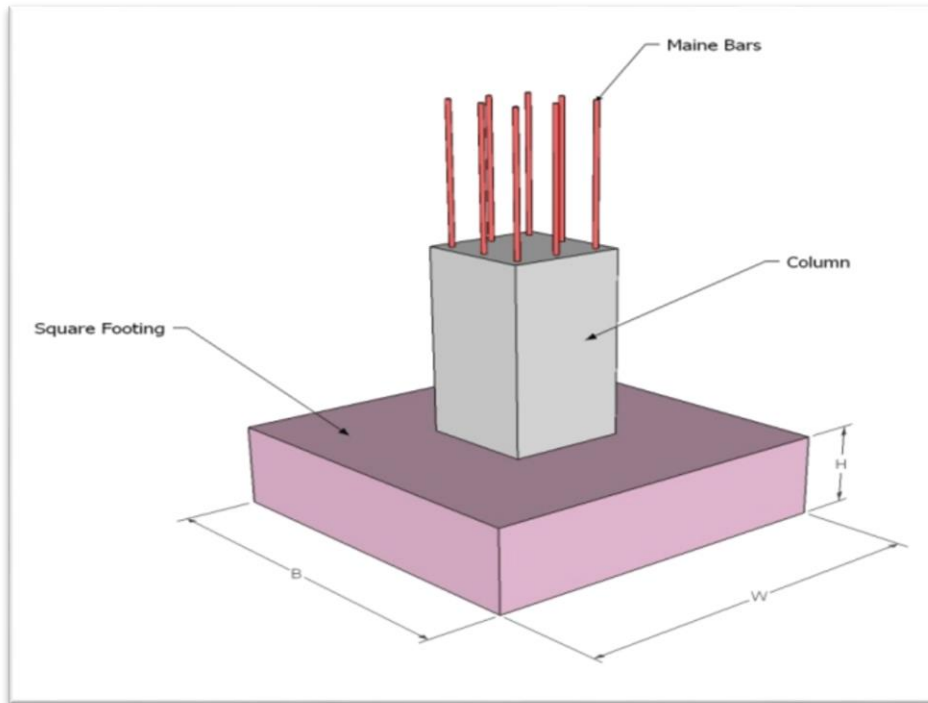
مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (3-5-7): جدار القص

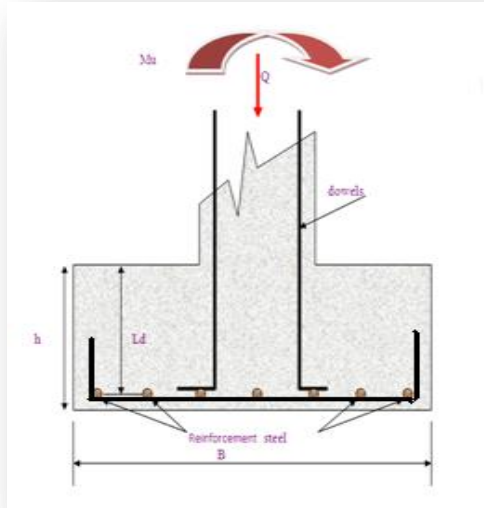
٥.٥.٣ الأساسات :

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.

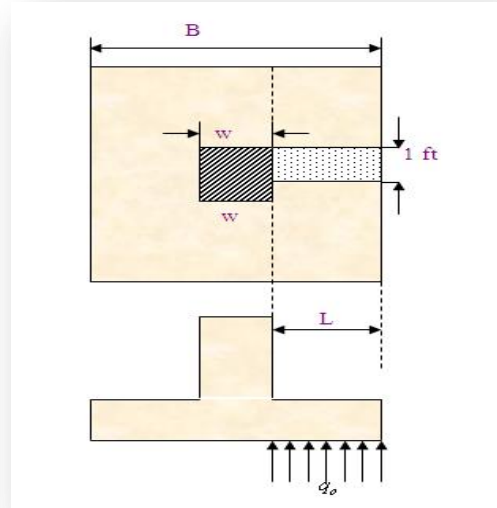


الشكل (3-5-٨) : الأساس المنفرد

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 (3-5-10) مقطع طولى في الأساس

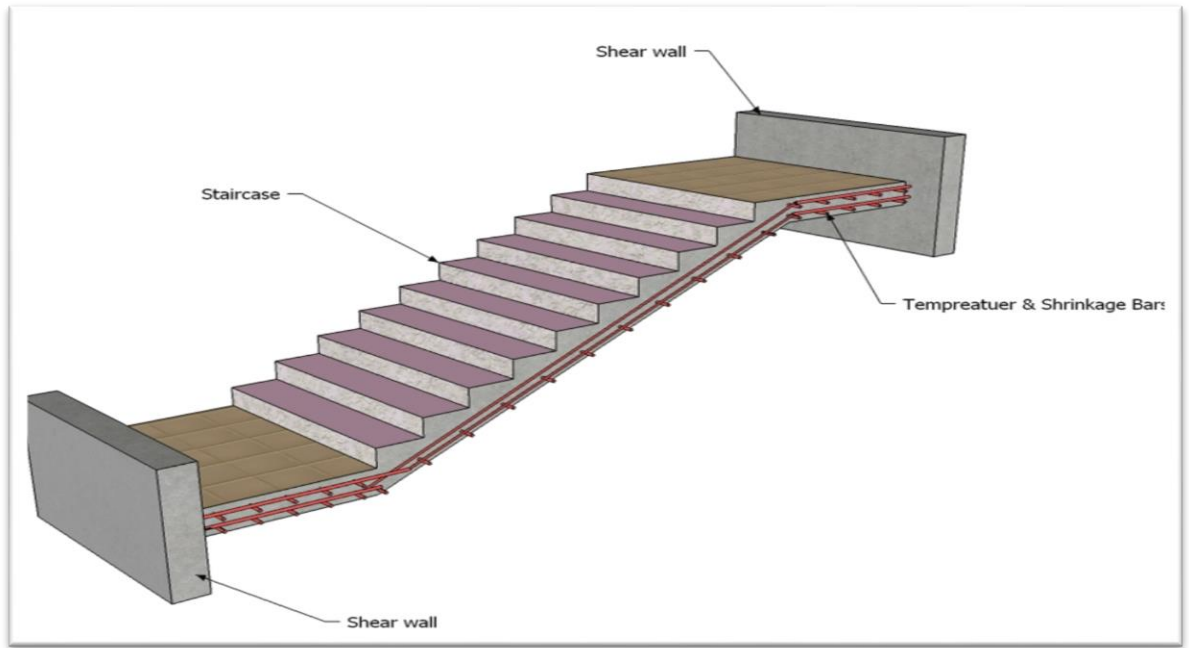


الشكل رقم (3-5-9) مسقط أفقي للأساسات

في الشكلين (3-5-9) (3-5-10) 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 الأدرج :

الأدرج 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 مشرونا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .

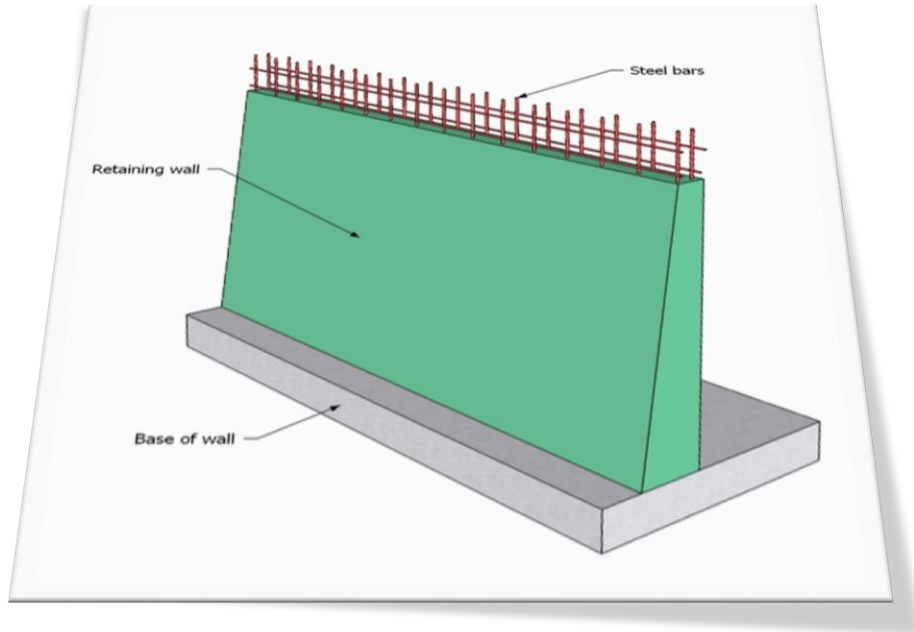


الشكل (3-5-11): الدرج .

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 لحماية 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 (3-5-12) 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.

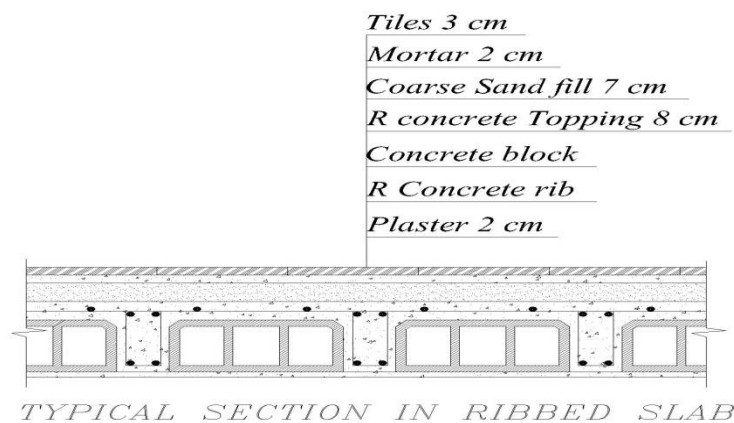
4-14 Design of two way ribbed slab .

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	$0.03 \times 0.52 \times 23$	0.358
Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22$	0.343
Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17$	0.618
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	1.04

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

Nominal Total Dead Load = 5.11 kN/m of rib

Nominal Total live load = $5 \times 0.52 = 2.6$ kN/m of rib

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = $1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 5.11 = 6.13$ kN/m of rib.

Factored Live load = $1.6 \times \text{live load} = 1.6 \times 2.6 = 4.16$ kN/m of rib.

4.3 Design of Topping:

Table(4-3-1) Calculation of dead load of topping :

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

Used $f_y = 420$ MPa & $f_c' = 24$ MPa

Dead load of topping = 5.54 kN/m

Live Load = $5 \times 1 = 5$ kN/m.

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 * 5.54 + 1.6 * 5 = 14.64 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

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

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

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

No shear reinforcement is required.

Design of bending for Topping :

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

$$\phi \times M_n = 0.55 * 2.19 = 1.207 \text{ kN.m}.$$

$$\phi \times M_n = 1.204 \text{ kN.m} > M_u = 0.195 \text{ kN.m}.$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$$\rho = 0.0018$$

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

Use 1Φ8/30 cm , with $A_s = 167 \text{ mm}^2 / \text{m}$ in both directions.

$$A_s = 167 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s_{\min}} = 144 \text{ mm}^2 \quad \text{Ok}$$

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:

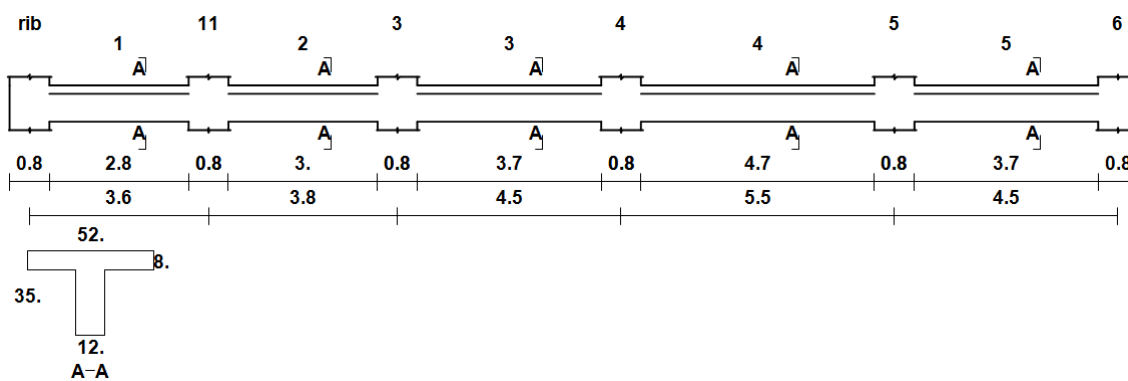


Figure (4-4-2): Rib 2 geometry.

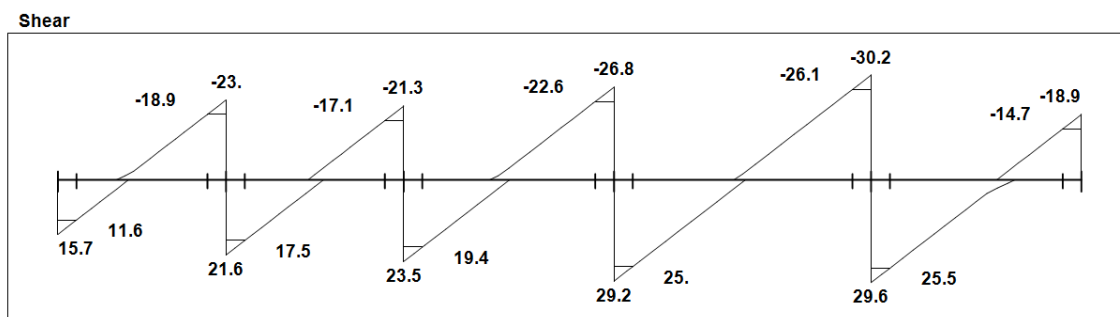
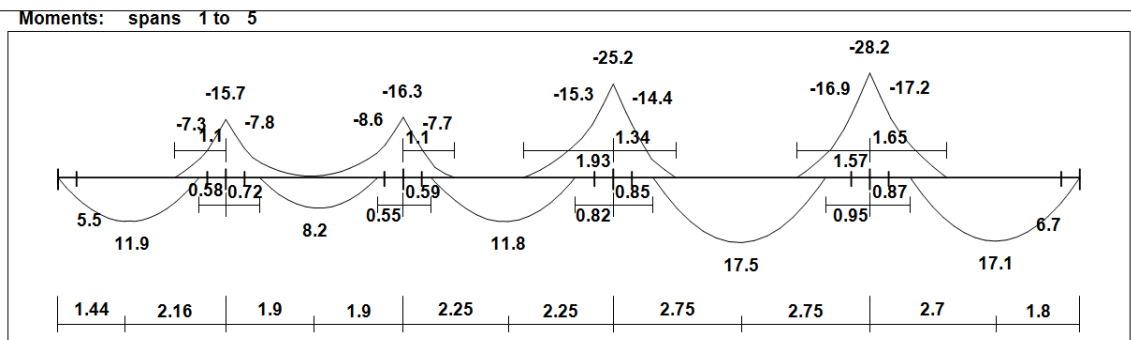
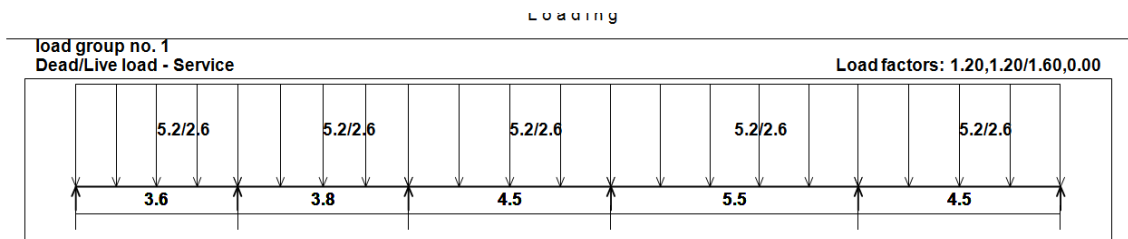


Figure (4-4-5) : Shear Envelop of rib 2.

- **Effective Flange width (b_E)**

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

$$= L / 4 = 5540 / 4 = 138.5 \text{ cm } b_E$$

$$= b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm } b_E$$

Control 52cm

$$bw = 12cm, h = 35cm$$

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

Check rectangular section or T-section

$$bw = 12cm, h = 35cm$$

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

$$= 17.5 \text{ KN.m } Mu_{\max}$$

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

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

$$= 0.9 * 234.22 = 210.79 \text{ KN.m} > Mu_{\max} \quad Mn_f \quad \Phi$$

rectangular section

Design of Positive moment of rib 2:

Design of Span (1) :

$$Mu = 17.5 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 m$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.000898 * 520 * 316 = 147.7 mm^2$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 \dots \dots \text{ \# of bar} = \frac{147.7}{78.5} = 1.88$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 mm^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10$ $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 mm^2$

$$157 mm^2 > A_{s_{min}} = 147.7 mm^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 6.2 mm$$

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

$$\epsilon_s = \frac{316 * 0.003}{7.3} - 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.12 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of Span (2) :

$$= 17.5 \text{ KN.m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00089 * 520 * 316 = 146.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 \dots \dots \# \text{ of bar} = \frac{146.2}{78.5} = 1.86$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10$ $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

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

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 6.2 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of Span (3) :

$$= 11.8 \text{ KN} \cdot \text{m } Mu$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

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

.....the larger is control $A_{s_{\min}} = 110.5 < 126.4$

$$A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{120}{0.85 * 24} = 20.58 \text{ m}$$

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00061 * 520 * 316 = 100.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{req} < A_{smin} \quad A_{req} = A_{smin} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2 \Phi 12 \dots \dots \dots \# \text{ of bar} = \frac{126.4}{78.5} = 1.61$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Then we select (2) bars } \Phi 10 \quad A_{s \text{ provided}} = 2 * 78.5 = 157.2 \text{ mm}^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 6.2 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = \frac{316 * 0.003}{7.3} - 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.12 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of Span (4) :

$$= 8.2 \text{ KN.m } Mu$$

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

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

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

$$\dots \dots \dots \text{the larger is control } A_{smin} = 110.5 < 126.4$$

$$A_{s_{\min}} = 126 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 \text{ mm}$$

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00041 * 520 * 316 = 124.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{req}} < A_{s_{\min}} \quad A_{\text{req}} = A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 \dots \dots \text{ \# of bar} = \frac{126.4}{78.5} = 1.61$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10$ $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 6.2 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = \frac{316 * 0.003}{7.3} - 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.12 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of Span (5) :

$$= 11.9 \text{ KN.m } Mu$$

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.9 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.254 \text{ MPa } Kn$$

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

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

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

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

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

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.000611 * 520 * 316 = 100.39 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{req}} < A_{\text{smin}} \quad A_{\text{req}} = As_{\min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 \dots \dots \# \text{ of bar} = \frac{126.4}{78.5} = 1.61$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10$ $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 6.2 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.12 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of Negative moment

Design of support (1) :

$$Mu = 17.2 \text{ KN.m}$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

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

.....the larger is control $A_{s_{\min}} = 110.5 < 126.4$

$$A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 \text{ m}$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0039 * 120 * 316 = 147.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 10 \dots \# \text{ of bar} = \frac{147.8}{78.5} = 1.88$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10 A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

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

$$a = 26.9 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of support (2) :

$$= 15.3 \text{ KN.m } Mu$$

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

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

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

.....the larger is control $A_{s_{min}} = 110.5 < 126.4$

$$A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 \text{ m}$$

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.0035 * 120 * 316 = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 10 \dots \# \text{ of bar} = \frac{132.7}{78.5} = 1.69$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10 A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 26.9 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of support (3):

$$= 8.6 \text{ kN} \cdot \text{m } Mu$$

$$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.6 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 0.79 \text{ mpa } Kn$$

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

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

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

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

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

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00193 * 120 * 316 = 73.18 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{req}} < A_{\text{min}} \quad A_{\text{req}} = As_{\min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 10 \dots \# \text{ of bar} = \frac{142.6}{78.5} = 1.61$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars $\Phi 10 \quad A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 26.9mm$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of support (4) :

$$= 7.8KN .m Mu$$

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

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

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

.....the larger is control $A_{s_{min}} = 110.5 < 126.4$

$$A_{s_{min}} = 150mm^2$$

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 m$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.00175 * 120 * 316 = 66.36mm^2$$

$$A_{req} < A_{s_{min}} \quad A_{req} = A_{s_{min}} = 126.4mm^2$$

$$\text{Use } \Phi 14 \dots \# \text{ of bar} = \frac{126.4}{78.5} = 1.6$$

$$\text{Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Then we select (2) bars } \Phi 10 A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 26.9 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of shear for Rib (R2):

Categories for shear design:

$$V_u = 26.1 \text{ KN}$$

Use $\Phi 8$ with two legs

I. Region I :

$$1.1 \Phi V_c \geq V_u$$

$$1.1 \Phi V_c = 1.1 \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

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

$$= 25.5 \text{ KN}$$

Since $\Phi V_c \leq V_u$ **Not control**

2. Region II :

$$\frac{1}{2}\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

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

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

Not control

3. Region III :

$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

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

$$\bullet \quad \Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{\Phi}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 120 \times 316 = 9.4 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

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

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 9.4 + 23.2 = 32.6 \text{ KN}$$

$$V_u = 26.1 \text{ KN} < \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 32.6 \text{ KN} \quad \text{control}$$

4. Region V:

$$\Phi \times V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

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

$$V_u = 3 \times \Phi \times V_c = 23.2 \times 3 = 69.6 \text{ kN}$$

$$\Phi \times V_c + 3 \times \Phi \times V_c > V_u \text{ max} = 26.1 \text{ kN}$$

$$23.2 + 69.6 > V_{u \max} = 26.1 kN$$

All span is Region V .

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

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} \Rightarrow s = \frac{100.5 \times 420 \times 316}{(8.7 / 0.75) \times 1000} = 115 cm$$

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

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

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} \Rightarrow s = \frac{100.5 \times 412 \times 316}{10.67 \times 1000} = 123 mm$$

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

Use $\Phi 8$ 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

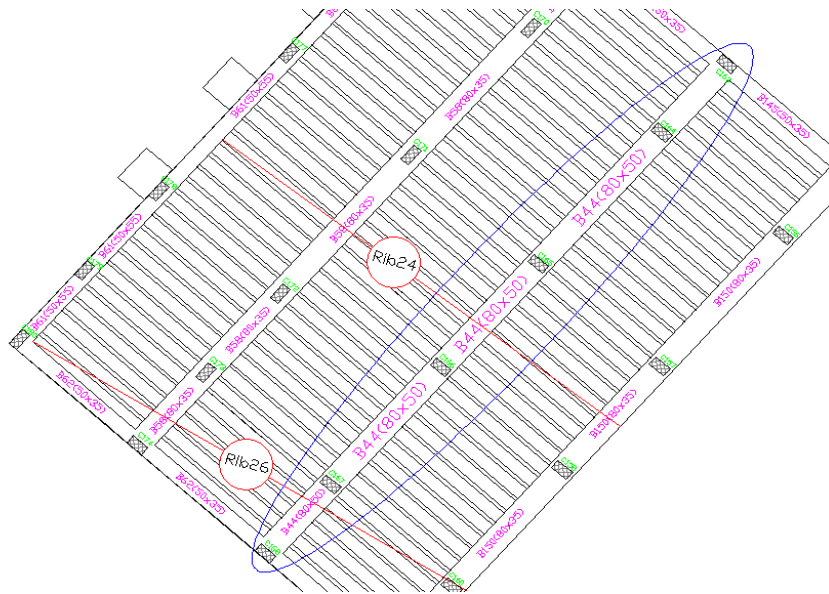
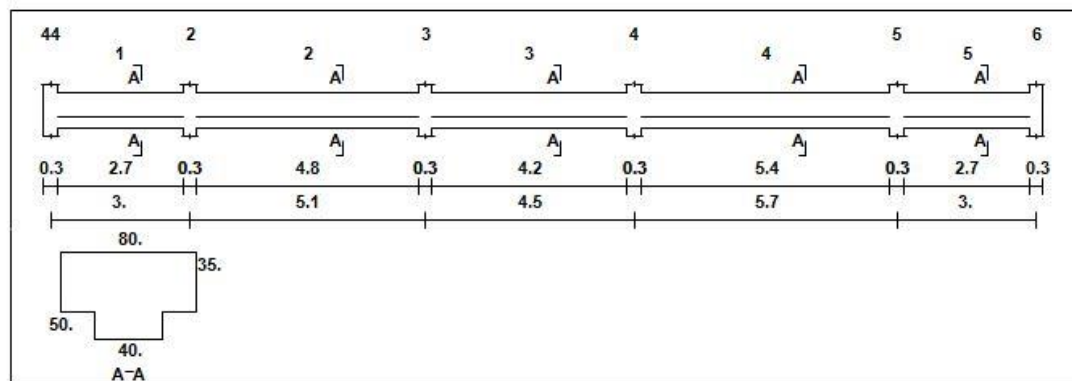


Figure (4-5-1) : place of beam 44

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



Loading

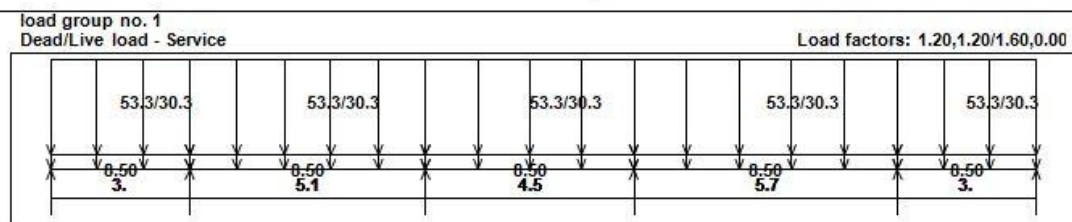


Figure (4-5-2) : Geometry And Loading of Beam 44.

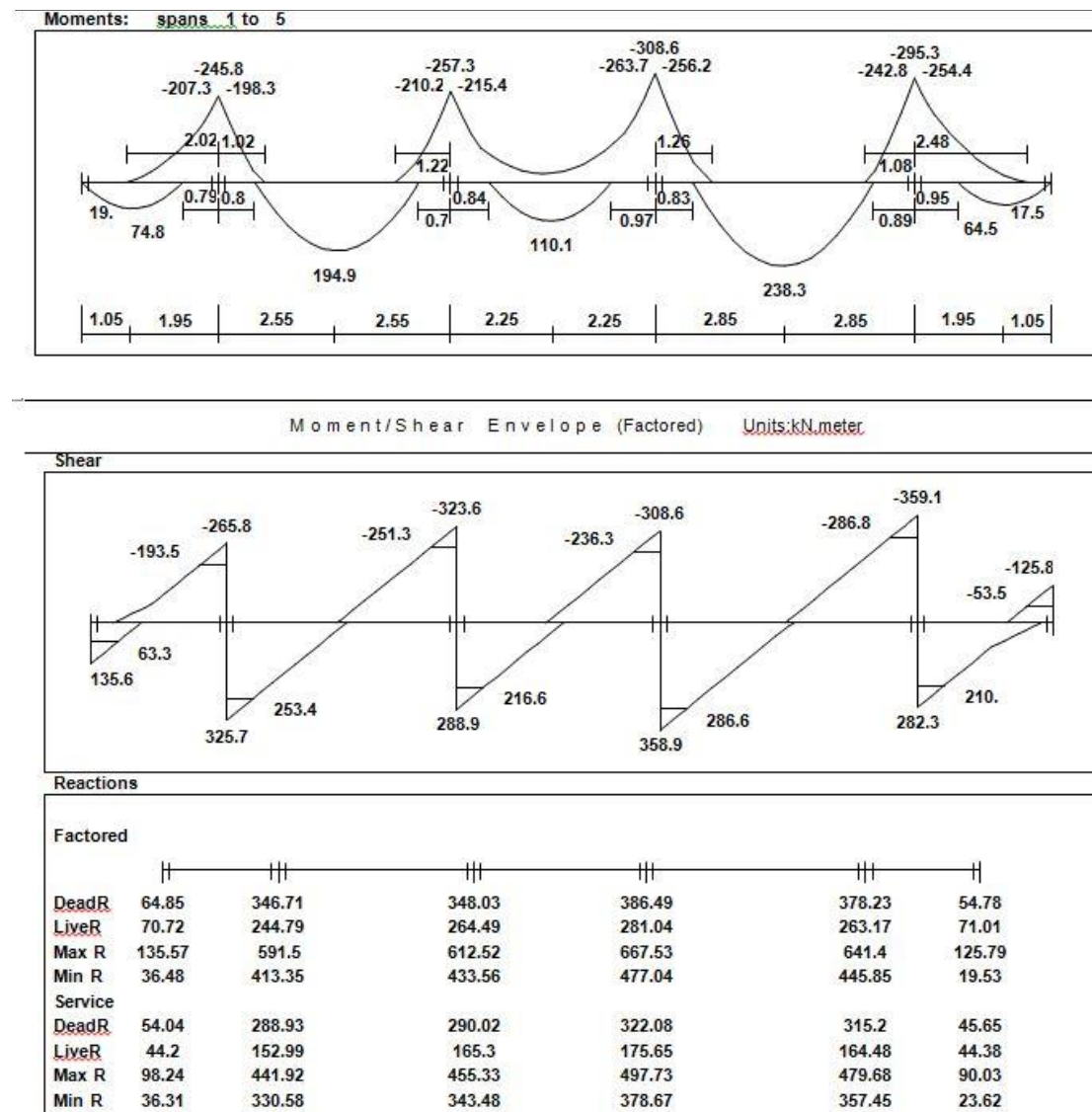


Figure (4-5-3) : Moment And Shear Envelop of Beam 44.

Support reaction from rib:

$$DL = 29.45 \times \frac{1}{0.52} = 53.3 \text{ KN/m}$$

$$LL = 15.98 \times \frac{1}{0.52} = 30.3 \text{ KN/m}$$

Self weight of beam = $0.5 \times 0.8 \times 25 = 10 \text{ kN/m}$

Nominal Total Dead Load = $10 + 53.3 = 65.3 \text{ kN/m}$

Nominal Total live load = 30.3 kN/m

Check single section or Doubly section

$$= 0.85 * f_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) M n_{\max}$$

$$bw = 80cm, h = 35cm$$

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

$$X = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 289.5 = 124.1 \text{ mm}$$

$$a = 124.1 * 0.85 = 105.4 \text{ mm}$$

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

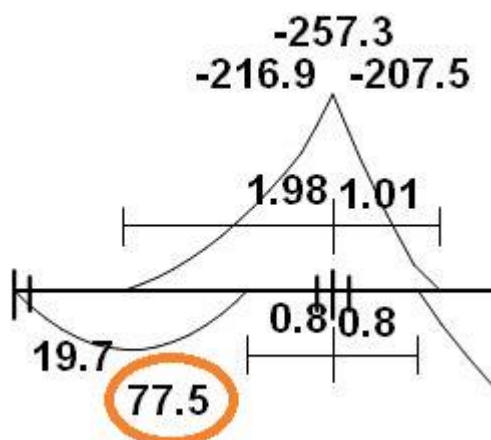
$$\phi = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.817$$

$$= 0.817 * 407.3 = 332.7 \text{ KN.m} >> M u_{\max} = 322.9 \text{ KN.m } M n_{\max} \quad \Phi$$

❖ Singly section

Design of Positive Moment :

Design of Span (1) and span (2)



$$bw = 80cm, h = 35cm$$

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

$$= 77.5 \text{ KN.m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0064 * 800 * 289.5 = 729.5 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{Use } 4 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{772}{254.34} = 4$$

$$\text{Then we select 4 bars } \Phi 18 A_s \text{ provided} = 4 * 254.34 = 981.36mm^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 25.2 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.0262 > 0.005$$

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

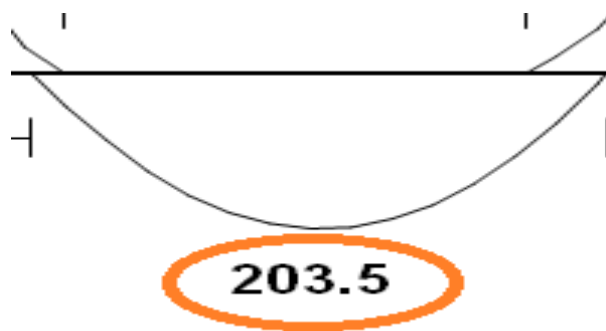
$$= 80.8 > 77.5 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * M_n = 0.9 * 772 * 420 * (289.5 - 12.6)$$

- **Check for spacing between the bar**

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

$$S = 222.67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

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



$$= 203.5 \text{ KN.m } M_u$$

$$= \frac{M_u}{\Phi} = \frac{203.5}{0.9} = 226.1 \text{ KN.m } M_n$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d).$$

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

.....the larger is control $A_{s_{\min}} = 675.36 \text{ mm}^2 < 772 \text{ mm}^2$

$$A_{s_{\min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 \text{ m}$$

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

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

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.0078 * 800 * 289.5 = 1817.6 \text{ mm}^2$$

$$1817.6 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 8 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1817.5}{254.34} = 8$$

Then we select (9) bars $\Phi 18 A_{s_{\text{provided}}} = 9 * 254.34 = 2289.06 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 58.9 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.0095 > 0.005$$

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

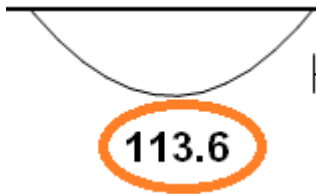
$$= 225 > 203.5 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 2289.06 * 420 * (289.5 - 29.45)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 67.75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

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



$$= 113.6 \text{ KN} \cdot \text{m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0047 * 800 * 289.5 = 1091 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{Use } 5 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1091}{254.34} = 5$$

Then we select (5) bars $\Phi 18 A_s \text{ provided} = 5 * 254.34 = 1271.7mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

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

$$a = 32.72mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.72}{0.85} = 38.5mm$$

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

$$\epsilon_s = 0.0195 > 0.005$$

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

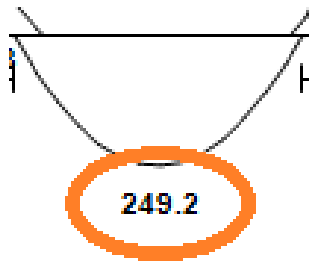
$$= 131.3 > 113.6 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 1271.7 * 420 * (289.5 - 16.36)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 153.5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

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



$$= 249.2 \text{ KN.m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 m$$

$$\rho = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}})$$

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.011 * 800 * 289.5 = 2570.9 \text{ mm}^2$$

$$1091 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use 11 } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{2570.9}{254.34} = 11$$

Then we select (11) bars $\Phi 18 A_s \text{ provided} = 11 * 254.34 = 2797.74 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

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

$$a = 72 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0.0072 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

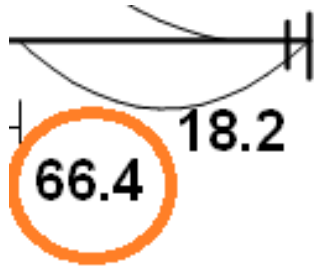
$$= 268.08 > 249.2 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 2797.74 * 420 * (289.5 - 36)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 50.6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

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



$$= 66.4 \text{ KN} \cdot \text{m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$624.08 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 4 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{772}{254.34} = 4$$

$$\text{Then we select (4) bars } \Phi 18 A_s \text{ provided} = 4 * 254.34 = 1017.36 \text{ mm}^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1017.36 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 26.18 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.18}{0.85} = 30.8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{289.5 - 30.8}{30.8} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0252 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

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

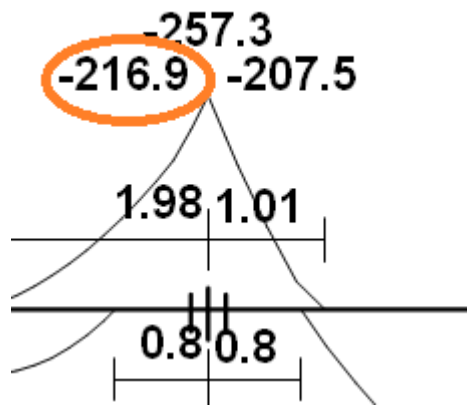
- **Check for spacing between the bar**

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

$$S = 210.67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Design of Negative moment :

Design of support (1) :



$$= 216.9 \text{ KN.m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.00843 * 800 * 289.5 = 1953.4 \text{ mm}^2$$

$$1953.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 9 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1953.4}{254.34} = 8$$

$$\text{Then we select (9) bars } \Phi 18 A_s \text{ provided} = 9 * 254.34 = 2289.06 \text{ mm}^2$$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 58.9 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0.00953 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

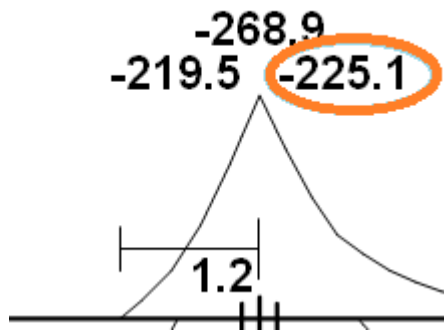
$$= 227.84 > 216.9 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 2289.06 * 420 * (289.5 - 26.18)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 67.75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Design of support (2) :



$$= 225.1 \text{ KN.m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.00988 * 800 * 289.5 = 2289.99 \text{ mm}^2$$

$$2289.99 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 10 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{2289.99}{254.34} = 10$$

Then we select (10) bars $\Phi 18 A_s \text{ provided} = 10 * 254.34 = 2543.4 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 65.45 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0.00828 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

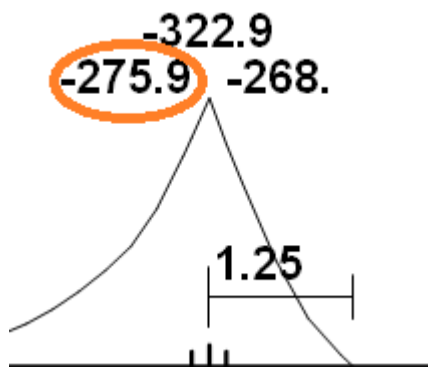
$$= 246.86 > 225.1 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 2543.4 * 420 * (289.5 - 32.725)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 58.22 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Design of support (3) :



$$= 275.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d).$$

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

$$\dots\dots\dots\text{the larger is control } A_{s_{\min}} = 675.36 \text{ mm}^2 < 772 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

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

$$= \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58 m$$

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

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

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0124 * 800 * 289.5 = 2893.1 \text{ mm}^2$$

$$2893.1 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 12 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{2893.1}{254.34} = 12$$

Then we select (12) bars $\Phi 18 A_s \text{ provided} = 12 * 254.34 = 3052.08 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 78.55 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0.00805 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

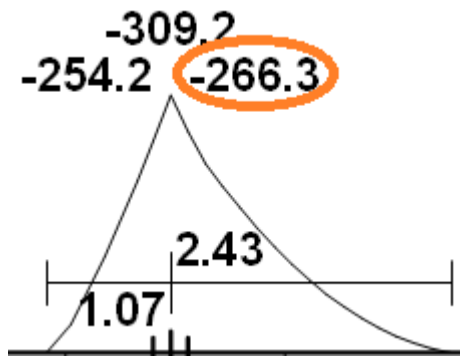
$$= 288.68 > 275.9 \quad \text{singly reinforcement } \Phi * Mn = 0.9 * 3052.08 * 420 * (289.5 - 39.275)$$

- **Check for spacing between the bar**

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

$$S = 44.36 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Design of support (4) :



$$= 266.3 \text{ KN} \cdot \text{m } Mu$$

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

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

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

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

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

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

$$K_n = \frac{295.89 \cdot 10^6}{800 \cdot 289.5^2} = 4.41 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.58$$

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

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

$$A_{req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0119 \cdot 800 \cdot 289.5 = 2775.85 \text{ mm}^2$$

$$2775.85 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 772 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 11 \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{2775.85}{254.34} = 11$$

Then we select (11) bars $\Phi 18 A_s \text{ provided} = 11 \cdot 254.34 = 2797.74 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$2797.74 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 800 \cdot a$$

$$a = 72 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.00725 > 0.005$$

$$\Phi \cdot Mn = \Phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 268.08 > 266.3 \quad \text{singly reinforcement } \Phi \cdot Mn = 0.9 \cdot 2797.74 \cdot 420 \cdot (289.5 - 36)$$

- Check for spacing between the bar

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

$$S = 50.6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Design of shear

Limitation for region IV

$$V_u = 357 \text{ KN}$$

$$d = 350 - 40 - 8 - 12.5 = 289.5 \text{ mm}$$

1. Region I :

$$1.1\Phi V_c \geq V_u$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

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

$$\Phi V_c = 0.75 * 189.1 = 141.8 \text{ KN}$$

$$1.1\Phi V_c = 1.1 * 0.75 * 189.1 = 156 \text{ KN}$$

$$1.1\Phi V_c < V_u$$

$$155.98 < 357 \text{ KN}$$

Not control

2. Region II :

$$\frac{1}{2}\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$70.9\text{KN} < 357\text{KN} > 141.8\text{KN}$$

Not control

3. Region III :

$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

$$\Phi V_c = 141.8\text{KN}$$

$$\bullet \quad \Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{\Phi}{3} \times b w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) \times 800 \times 289.5 \times 10^{-3} = 57.9\text{KN}$$

$$\bullet \quad \Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times b w \times d$$

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

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 141.8 + 70.9 = 212.7\text{KN}$$

$$V_u = 357\text{KN} > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 212.7\text{KN}$$

Not control

4. Region V:

$$\Phi(V_c + V_{s_{\min}}) \leq V_u \leq \Phi(V_c + \Phi V_{s'})$$

$$V_{s'} = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 800 \times 289.5 \times 10^{-3} = 378.2\text{KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{357}{0.75} - 189.1 = 286.9\text{KN}$$

$$(141.8 + 77.2)\text{KN} \leq 357\text{KN} \leq (141.8 + 378.2)\text{KN}$$

$$219\text{KN} \leq 357\text{KN} \leq 520\text{KN}$$

control

Use 2 leg $\phi 8$

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

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

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

Use 4 leg $\phi 8 @ 12 \text{ cm}$

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	f_c'	f_y
C106	60cm* 60 cm	24Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:**

$$P_u = 4822.67 \text{ KN}$$

$$Use \rho = \rho_g = 2\%$$

$$P_u = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} (f_y)\}$$

$$4822.67 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (A_g - 0.02 A_g) + 0.02 A_g * 420]$$

$$A_g = 326654.176 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 600 * a$$

$$326654.176 / 600 = a$$

$$a = 544.42 \text{ mm}$$

Use $600 \times 600 \text{ mm}$ with $A_g = 360000 \text{ mm}^2$

P_u(KN)	ρ_g	A_g, provided	a(mm)	A_g ,required
4822.67	0.02	360000 mm^2	544.42	326654.176 mm^2

- **Selecting longitudinal bars:**

$$P_u = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} (f_y)\}$$

$$4822.67 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (360000 - A_{st}) + A_{st} * 420]$$

$$A_{st} = 4830.74 \text{ mm}^2$$

Take 22Φ 18 As,provided = 5595 mm² > As,req = 4830.74 mm²

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{5595}{360000} = 0.0155$$

Φ	<i>A_{st,required}</i>	<i>ρ_g</i>
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. $48 * d_s = 48 * 10 = 480 \text{ mm}$
2. $16 * d_b = 16 * 18 = 288 \text{ mm}$ - 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:**

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

$$40 \text{ mm} > 1.5 d_b = 1.5 * 18 = 27 \text{ mm} - \text{OK}$$

$$2. \quad 0.01 < \rho_g = 0.0155 < 0.08 - \text{OK}$$

$$3. \quad \text{Number of bars } 22 > 4 \text{ for rectangular section} - \text{OK}$$

$$4. \quad \text{Minimum tie diameter } d_s = \Phi 10 \text{ for } d_b = \Phi 18 \text{ bars} - \text{OK}$$

$$5. \quad \text{Arrangement of ties } 50.9 \text{ mm} < 150 \text{ mm} - \text{OK}$$

Clear Spacing	No. of bars	ρ_g	d_s (mm)	d_b (mm)
50.9 mm	22	0.0155	$\Phi 10$	$\Phi 18$

- Check Slenderness Effect:**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{.....ACI - (10.12.2)}$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

$$Lu = 3.35 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1 \quad (\text{Braced frame with } M_{\min})$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 22 < 40 \quad \text{.....ACI - (10.12.2)}$$

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

.....short

column.

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
3.35	1.0	1.0	18.61

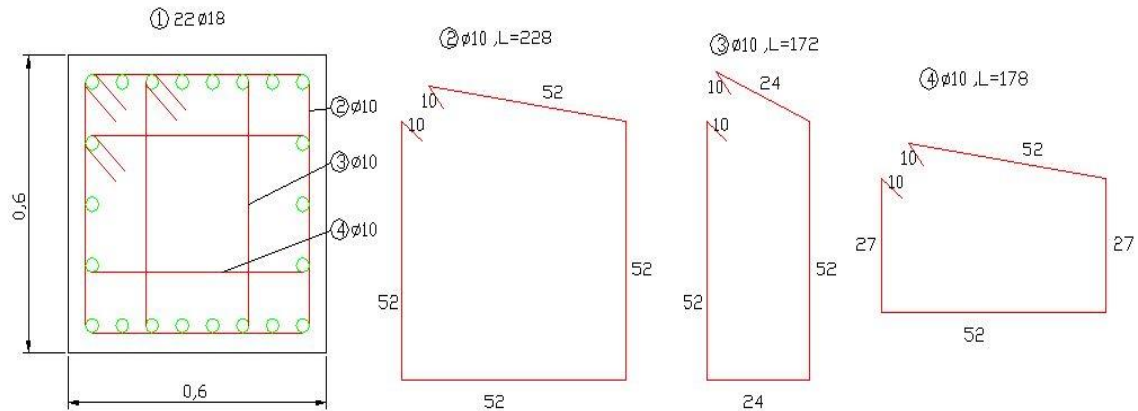


Fig. (4-6-2):Section of Column (C106)

4.7 Design of isolated footing (F 9):

- Design of Isolated footing (Under Column C106):

f'_c	f_y
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/m ²	(60*60) cm	480 KN/ m ²	1.8 KN/m ³	10.8 KN/ m

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

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

$$w_{footing} = 0.25*90 = 22.5 \text{ KN/m}^2$$

- Total Surcharge load foundation:

$$WT = \text{Soil weight} + w_{footing} + \text{Surcharge load} = 1.8 + 22.5 + 5 = 29.3 \text{ KN/m}^2$$

- Net soil pressure q_{net} :

$$q_{net} = 480 - 29.3 = 450.7 \text{ KN/m}^2$$

- Required sizes of footing:

$$A_{\text{required}} = \frac{p_n}{q_{net}} = \frac{2547.91 + 1062}{450.7} = 8 \text{ m}^2$$

Try 2.85 *2.85 Area = 8.122 m²

$h_{footing}$	$w_{footing}$	w_{soil}	WT	q_{net}	A,required
---------------	---------------	------------	----	-----------	------------

90cm	22.5 KN/m ²	1.8 KN/m ²	29.3 KN/m	450.7KN/m ²	8.122m ²
------	------------------------	-----------------------	-----------	------------------------	---------------------

- Depth of footing and shear design:**

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*2547.91 + 1.6*1062 = 4756.692 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{4756.692}{8.122} = 585.655 \text{ KN/m}^2$$

Try area	P_u	q_u
2.85*2.85 m	4756.692 KN	585.655 KN/m ²

Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

- Check for One Way Shear Strength**

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

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

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

$$\text{Let, } \phi V_c = V_u$$

$$d = 0.55m$$

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

Try h = 750 mm

$$d = 750 - 75 - 20 = 655 \text{ mm}$$

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:

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

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

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

$$b_o = 2(0.6 + 0.655) + 2(0.6 + 0.655) = 5.02 \text{ m.}$$

$\alpha_s = 40$for interior column

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 5.02 * 0.655 * 10^3 = 4027.08 \text{ kN}$$

β_c	b_o (m)	α_s	$\phi.V_c$ (kN)
1.00	5.02	40	4027.08

$$V_u = ((2.85 * 2.85) - ((0.6 + 0.655) * (0.6 + 0.655)) * 585.655 = 3834.56 \text{ kN}$$

$$V_u = 3834.56 \text{ kN} < \phi V_c = 4027.08 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	V_u (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

$$d = 750 - 75 - 20/2 = 665 \text{ mm}$$

$$M_u = 585.655 \times 2.85 \times 0.6 \times 0.6/2 = 146.54 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2} = \frac{146.54 \times 10^6 / 0.9}{2850 \times (655)^2} = 0.133 \text{ Mpa}$$

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

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

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.0003177 (2850) (655) = 593.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (2850) (750) = 3847.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 593.76 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 3847.5 \text{ mm}^2 \dots \text{NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{\text{min}}} = 3847.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } 28 \Phi 14, A_{s, \text{provided}} = 43.08 \text{ cm}^2 > A_{s, \text{required}} = 38.475 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2850 - 75 \times 2 - 28 \times 14}{27} = 85.5 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 \times 750 = 2250 \text{ mm}$

2. 450 mm – control

Take 28 Φ 14 , $A_{s,\text{provided}} = 43.08 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} = 59.94 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2850 - 75 \times 2 - 28 \times 14}{27} = 85.5 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \text{ – OK}$$

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

- Check strain

Tension = Compression

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

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

$$a = 31.12 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = \frac{655 - 36.61}{36.61} \times 0.003 = 0.05067 > 0.005 \dots \text{ok}$$

$A_s(\text{mm}^2)$	a (mm)	c (mm)	ϵ_s
--------------------	--------	--------	--------------

4308	31.12	36.61	0.05067
------	-------	-------	---------

- Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 18 :

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 18 = 555.54 \text{ mm}$$

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

1050mm > 555.54 mmok

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

- In footing :

$$\Phi P_{n.b} = \Phi (0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.85 * 2.85 = 8.1225 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{8.1225}{0.36}} = 4.75 > 2 \dots\dots\dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_{n.b} = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.36 \times 2) \times 1000 = 9547.2 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 9547.2 > P_u = 4822.67 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

The Dowels are not needed for footing

$$A_{s,min} = 0.005 * A_c = 0.005 * 600 * 600 = 1800 \text{ mm}^2$$

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

- In column:

$$\Phi P_{n,b} = \Phi(0.85 f_c' A_1)$$

$$\Phi P_{n,b} = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.6 \times 1000) = 4773.6 \text{ KN}$$

$$\Phi P_{n,b} = 4773.6 \text{ KN} < P_u = 4822.67 \text{ KN}$$

The Dowels are needed for column

- Development of dowels in footing:

$$L_{d(1)req} = \frac{0.25 f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * db = \frac{0.25 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 18 = 378 \text{ mm}$$

$$L_{d(2)req} = 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 18 = 325.08 \text{ mm}$$

$$L_{d(2)req} = 200 \text{ mm}$$

$$\rightarrow L_{d(1)req} = 378 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\text{Available } L_d = 750 - 75 - 2 * 14 = 647 \text{ mm} .$$

$$\text{Available } L_d = 647 \text{ mm} > L_d \text{ required} = 378 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

- Lap splice of dowels in column :

$$L_s = 0.071 f_y . db$$

$$= 0.071 * 420 * 18 = 536.76 \text{ mm.}$$

Use 1000 mm

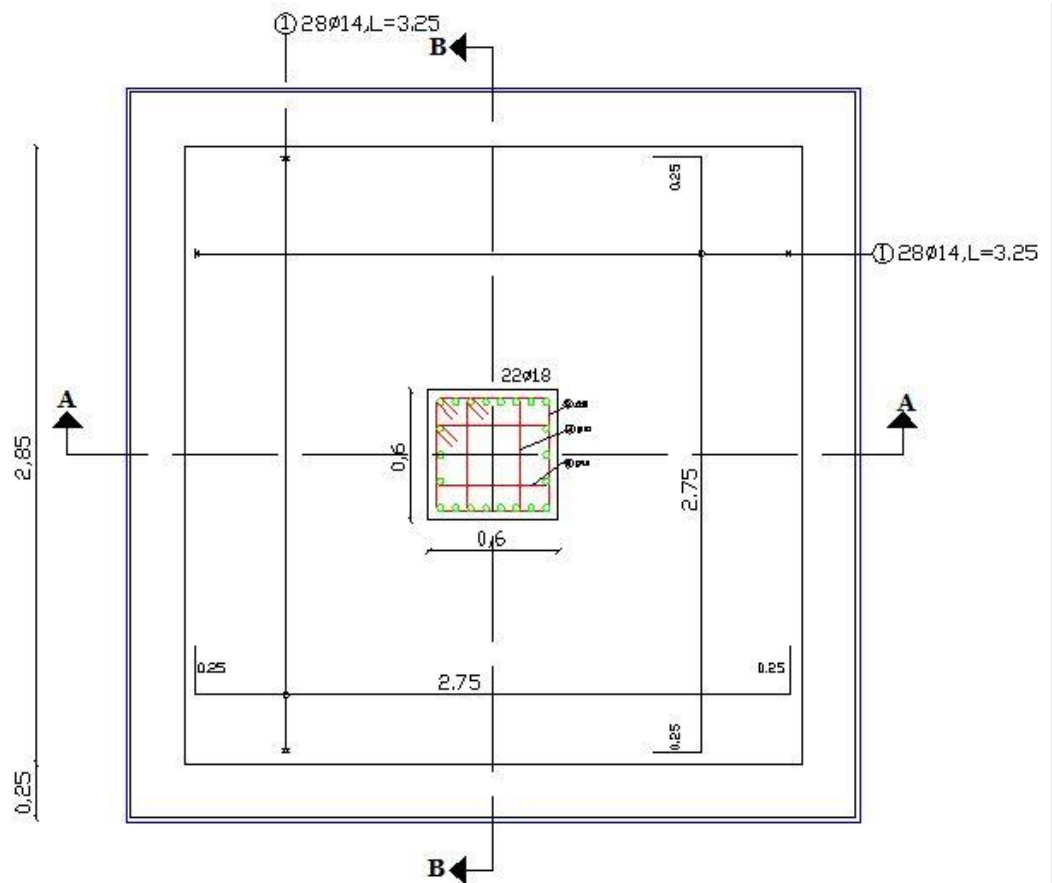


Fig. (4-7-1) : Detail of Isolated Footing (F9)

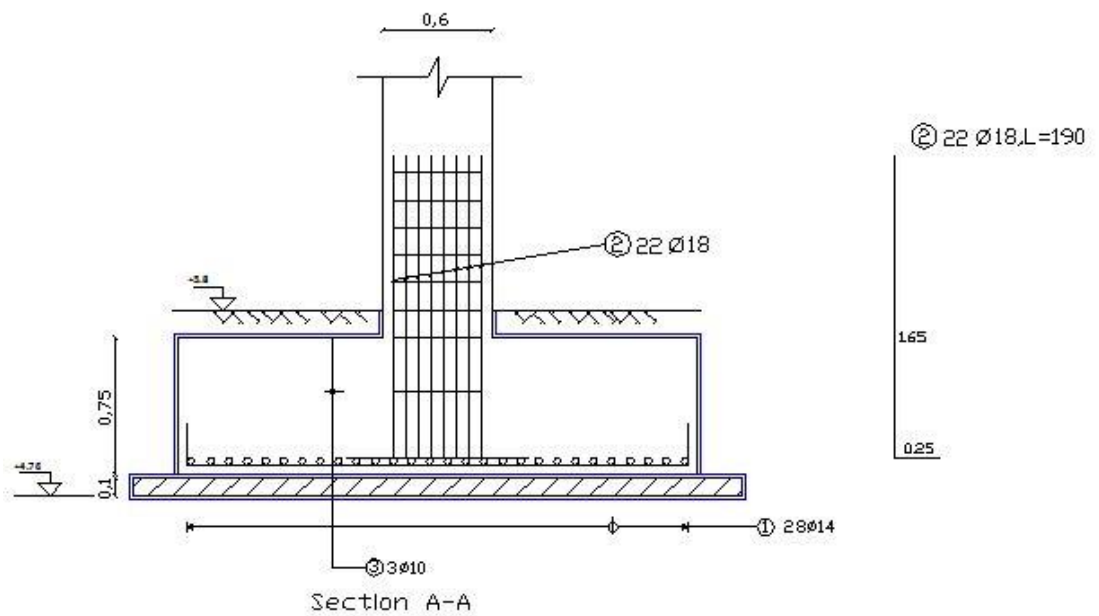


Fig. (4-7-2): Section in footing (F9)

4.8 Design of Stair:

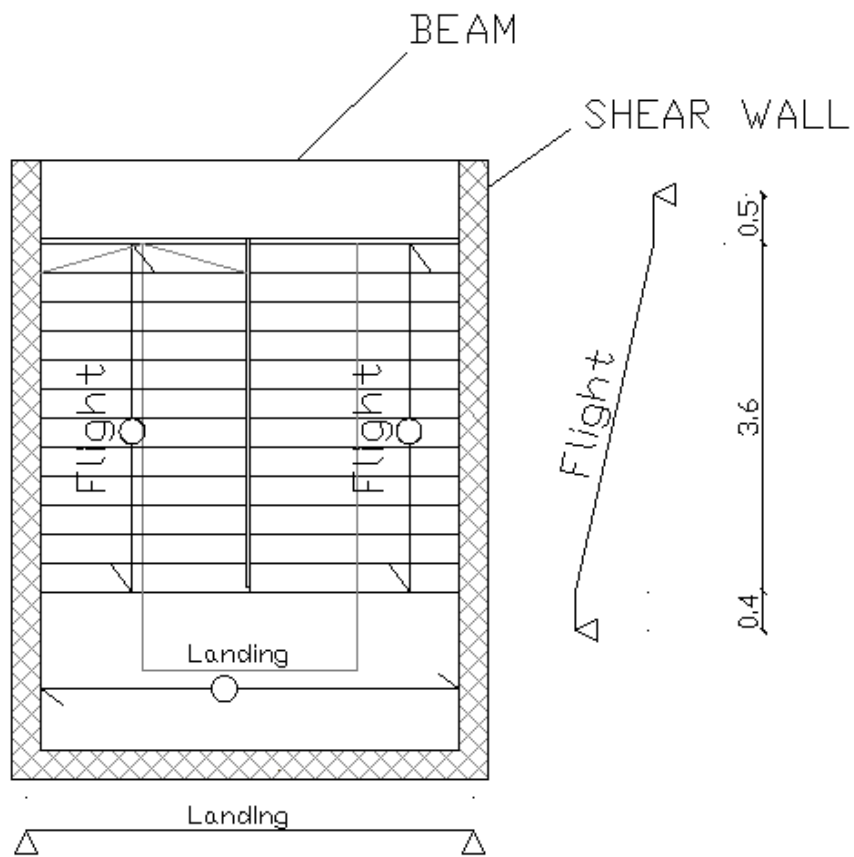
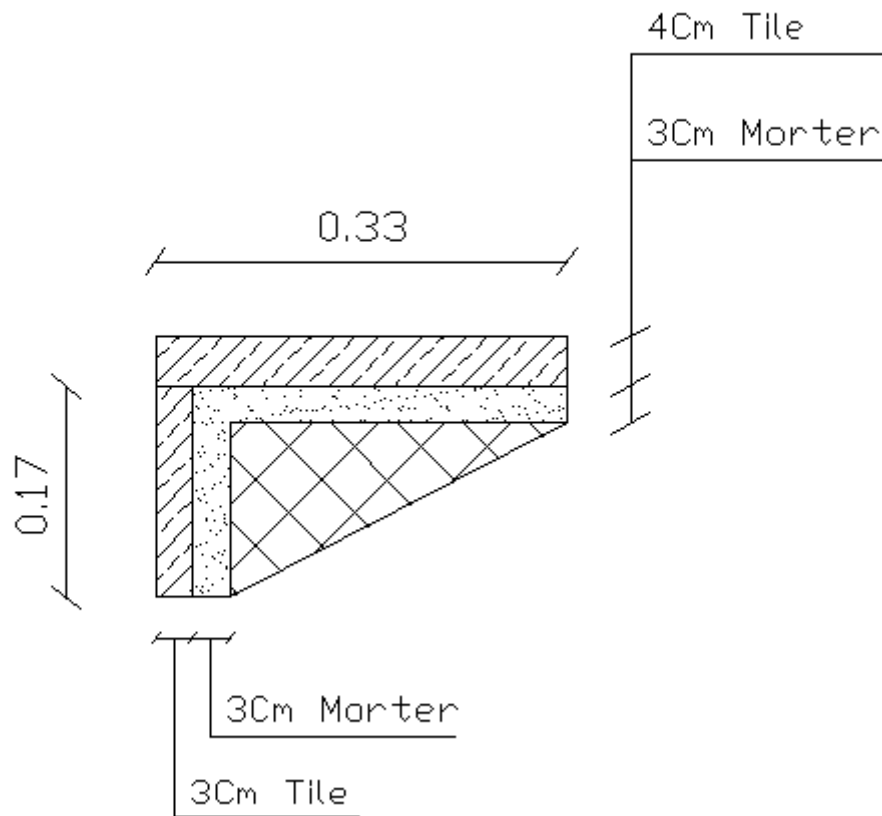


Fig. (4-8-1): Direction of Loading of stair



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

$$h_{min} = \frac{4.5}{20} = 22.5cm \dots \text{select } h = 25cm$$

Load

Dead load for 1 Meter Strip.

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

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

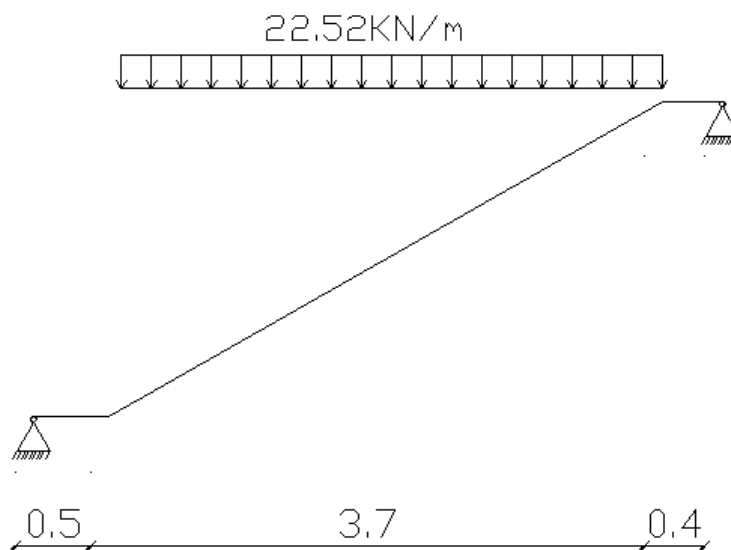
Vertical mortar	$0.03 \times 0.17 \times 22 \times \frac{1}{0.3}$	0.374
Vertical tile	$0.03 \times 0.17 \times 23 \times \frac{1}{0.3}$	0.391
Plaster	$0.03 \times 22 \times \frac{1}{\cos 29.5}$	0.75
Three Tringles	$\frac{0.17}{2} \times 25 \times 1$	2.125
		$\Sigma = 12.1$

Live load = 5 KN/m

$$q_u = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$$

$$q_u = 1.2 \times 12.1 + 1.6 \times 5 = 22.52 \text{ KN/m}$$

Design of flight



1-Design of shear

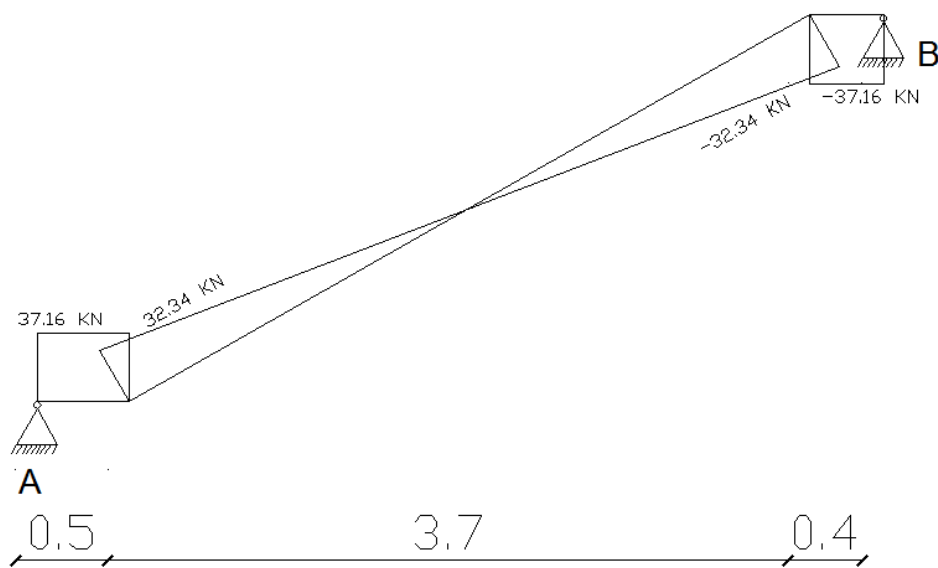
$$q_u = 22.52 \text{ KN/m}$$

$$M_{RA} = 0 \quad \curvearrowright +$$

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

$$A_y = 37.16 \text{ KN}$$

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



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

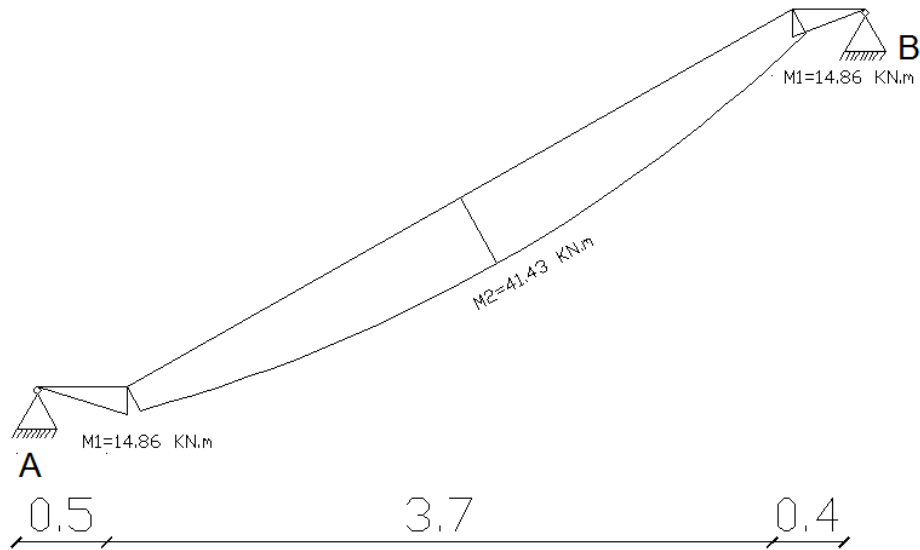
$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 222 = 135.9 \geq V_u = 32.34 \text{ KN} \quad h = 25 \text{ cm ok}$$

No shear reinforcement is required

2-Design of bending moment

$$M_1 = 37.17 * 0.4 = 14.86 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_{u_{max}} = 37.16 * 2.05 - 22.52 * 1.65 * \frac{1.65}{2} = 41.43 \text{ KN.m}$$



$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{41.43 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 0.934 \text{ mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) \dots \dots \rho = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.934)}{420}} \right) = 0.002275$$

$$A_s \text{ req} = \rho * b * d = 0.002275 * 100 * 22.2 = 5.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{control}$$

$$\text{Use } \Phi 12/20 \text{ cm } A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ req}$$

Check for strain

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 11.63 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.036 > 0.005$$

$$\phi = 0.9 \text{ ok}$$

Secondary reinforcement

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select Φ 12/20cm

Design of Landing

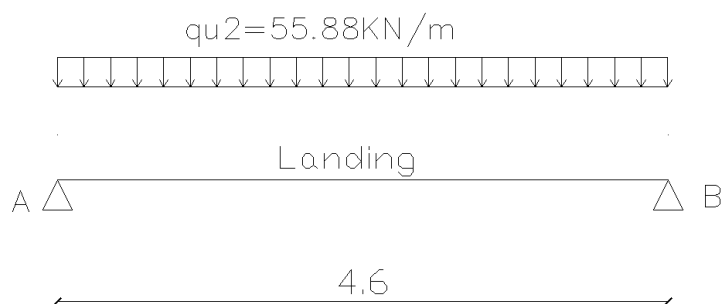
1-Design of shear

$$DL = 0.03 * 23 + 0.02 * 22 + 0.07 * 16 + 0.02 * 22 + 0.25 * 25 = 8.94 \text{ KN/m}$$

$$LL = 5 \text{ KN/m}$$

$$qu_2 = 1.2 * 8.94 + 1.6 * 5 + (A_y = 37.16)$$

$$qu_2 = 55.88 \text{ KN/m}$$



$$M_{RA} = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$55.88 * 4.6 * \frac{4.6}{2} - 4.6 * B_y = 0 \dots B_y = 128 \text{ KN}$$

$$A_y = 128 \text{ KN}$$

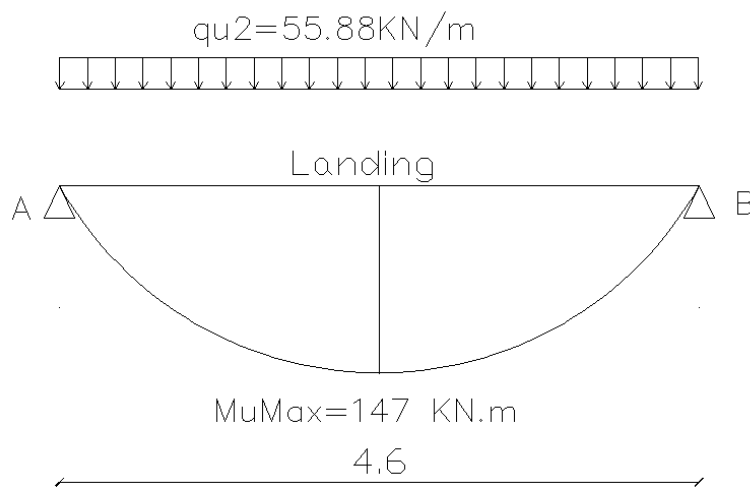
$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d \dots\dots \Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 222 = 135.9 \geq V_u = 128 \text{ KN}$$

h=25 cm ok

No shear reinforcement is required

2-Design of bending moment

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



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

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0079 * 100 * 22.2 = 18.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use Φ 16/10cm $A_s=20.1 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ req}}$

Check for strain

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

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

$$a = 41.38 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = 0.0106 > 0.005$$

$$\phi = 0.9 \text{ ok}$$

Secondary reinforcement

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select $\Phi 12/20\text{cm}$

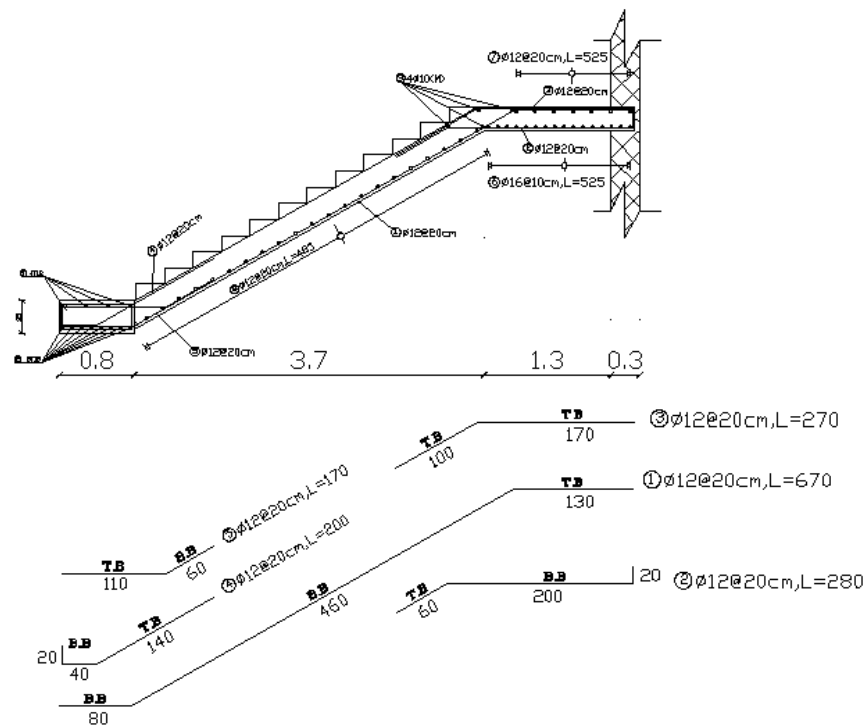


Fig. (4-8-2): Details of Stair

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 :

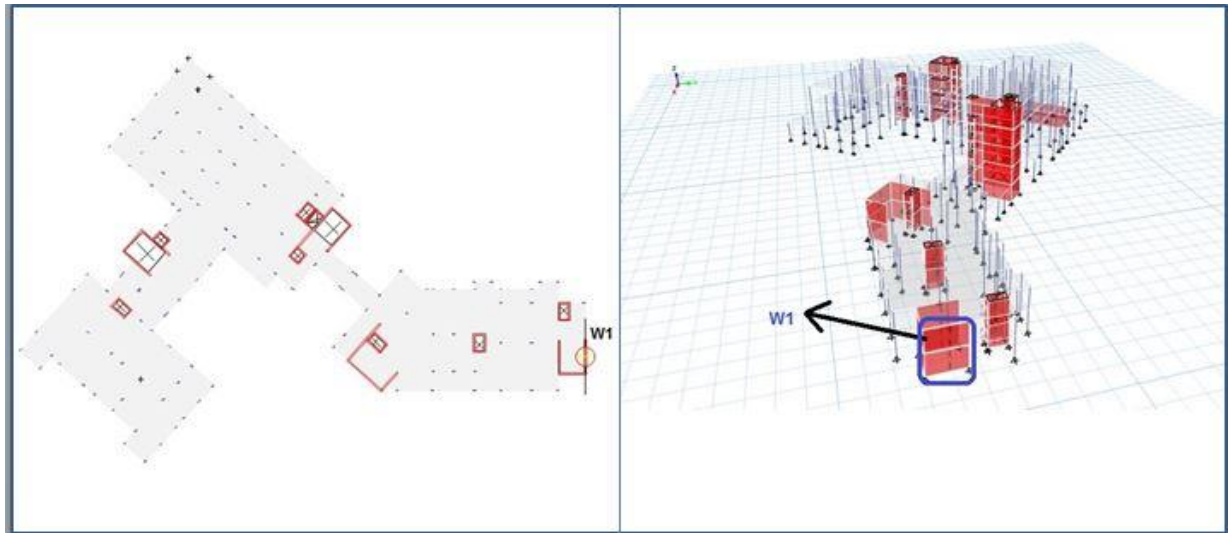


Fig. (4-9-1) Location of the Shear wall

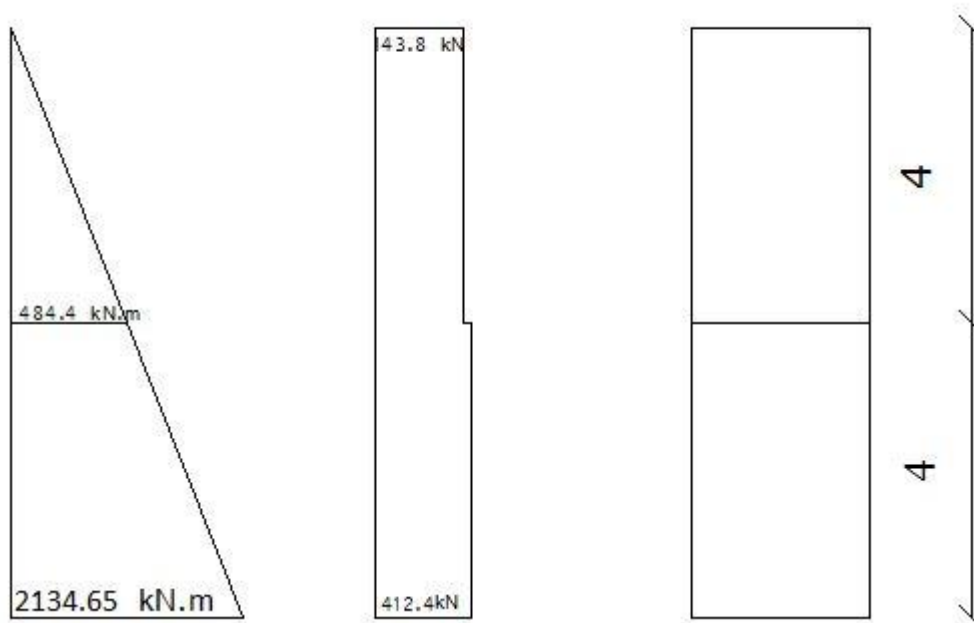


Fig. (4-9-2) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

$$F_c = 24 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$t = 30 \text{ cm .shear wall thickness}$$

$$L_w = 6.28 \text{ m .shear wall width}$$

$$H_w \text{ for one wall} = 4.0 \text{ m story height}$$

4 .15.1: Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 412.4 + 143.8 = 556.2 \text{ KN}$$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{6.28}{2} = 3.14 \text{ m} \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{8.0}{2} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{story height} = 4.0 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6280 = 5024 \text{ mm}$$

$$\phi V_{nmax} = \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d$$

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} V_c &= \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \\ &= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{6.28(0.1\sqrt{24} + 0)}{1.44} \right] 300 * 5024 \\ &= 435.3 \text{ Control} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c \\ &= (412.4 / 0.75) - 435.3 = 114.564 \text{ KN} \end{aligned}$$

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

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

Use $\phi 12$ $A_s = 113.1 \text{ mm}^2$

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

Max. Spacing

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

$$3h = 3 * 300 = 900mm$$

450 mm.....cont.

Use $\phi 10 @ 200mm$ in tow layer

Design of bending moment :

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 7102.68 * 420 * 6280 (1 + 0) (1 - 0.077)] \\ &= 1296.86 \text{ KN.m} > Mu \end{aligned}$$

→ use $\phi 12 @ 200 \text{ mm}$ for vertical reinforcement

4.10 Design of Mat foundation (Mat 2):

- Design of Mat footing (Under shear wall):

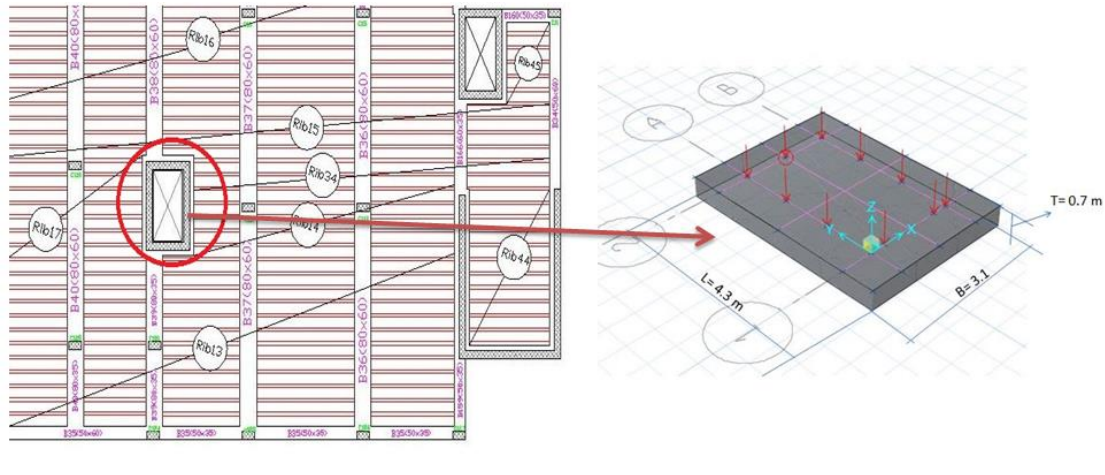


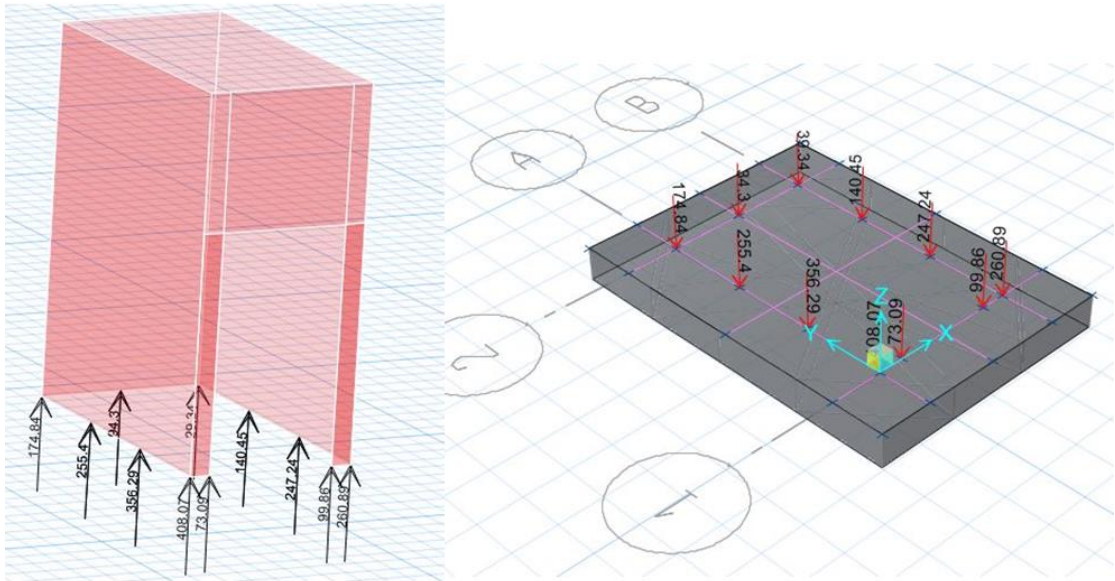
Fig. (4-10-1) place of mat footing in ground floor

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

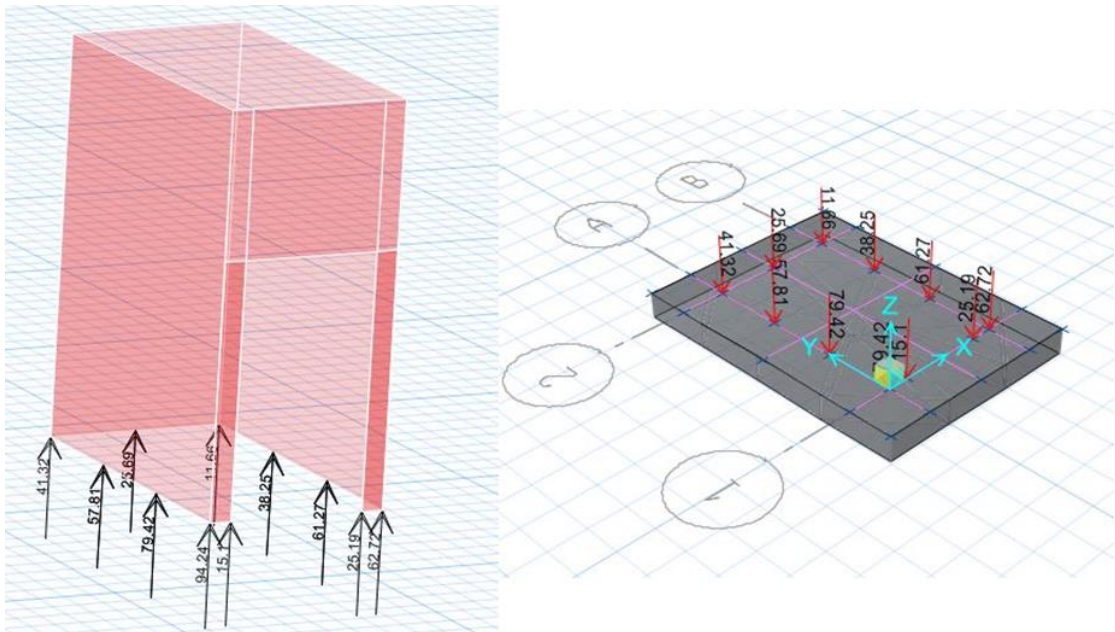
f'_c	f_y
24 Mpa	420Mpa

- 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 analysis by safe program we check for :

1-one way shear :

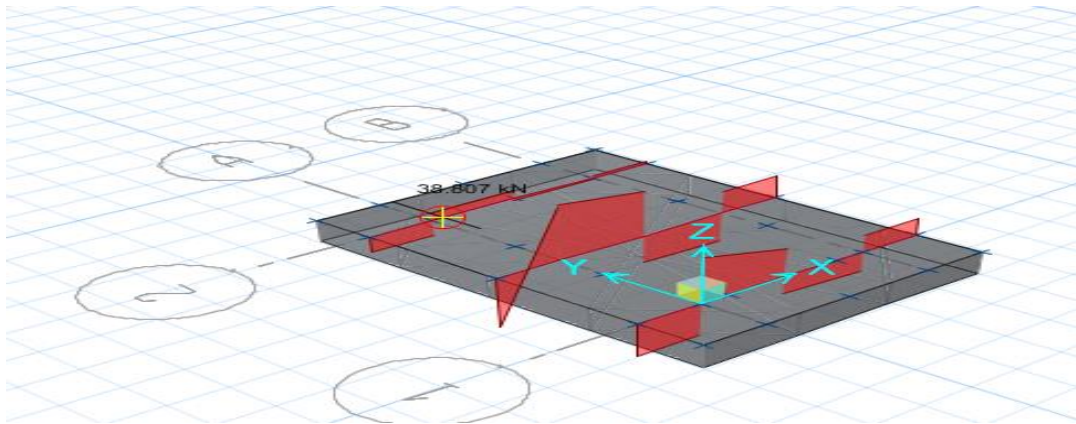


Fig. (4-10-4) maximum shear value

$$h = 700mm$$

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

$$V_u = 38.807kn$$

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

$$= 370.5kn$$

$$\phi V_c \gg V_u$$

So No Shear Reinforcement

2-one way shear (punching shear):

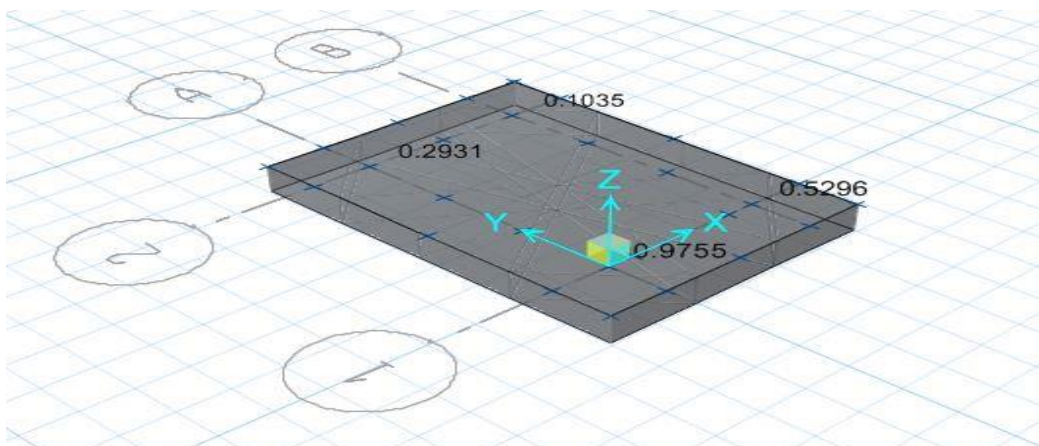


Fig. (4-10-5) punching shear value

punching shear value < 1.00safe against punching

3-design of bending moment :

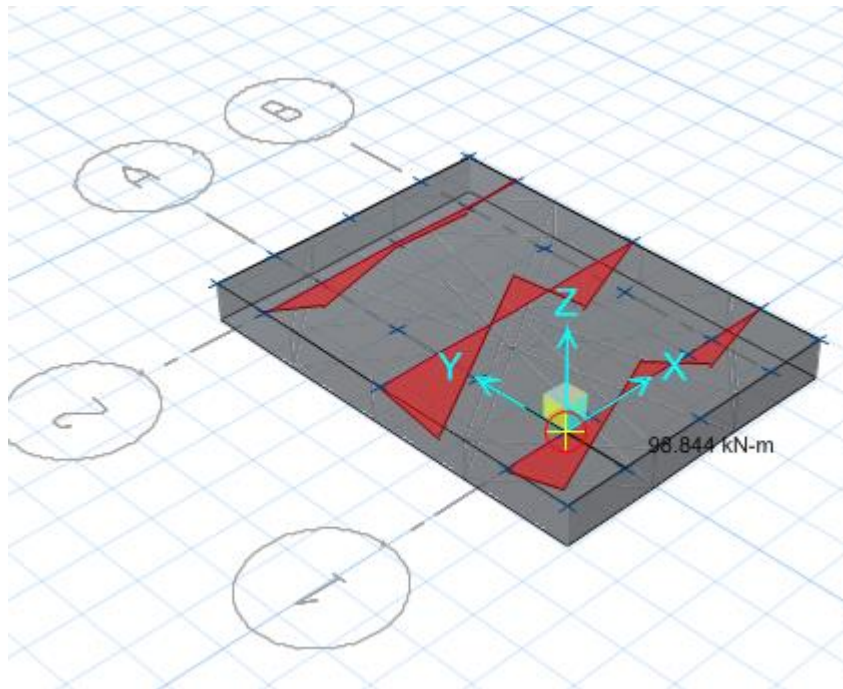


Fig. (4-10-6) maximum moment value

$$M_u \max = 98.844 \text{ kN.m}$$

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

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

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

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

$$A_{s (req)} = 0.0000719 (1000) (605) = 435.36 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ min}}$ for shrinkage and temperature:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h$$

$$= 0.0018 * 1000 * 605 = 1089 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1089 \text{ mm}^2$$

Select $\Phi 12 @ 10 \text{ cm c/c}$ with $A_{s \text{ prov.}} 1130.4 \text{ mm}^2/\text{m}$. top and bottom in both direction .

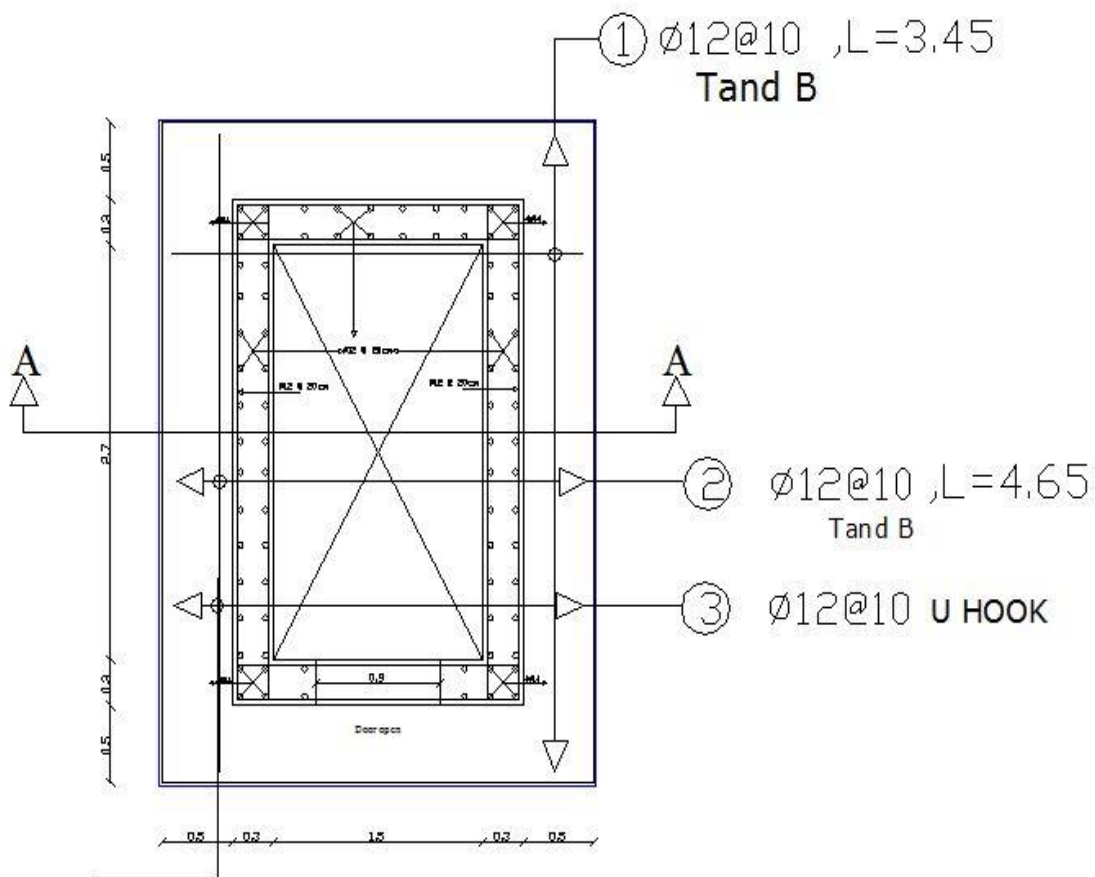


Fig. (4-10-1) detail of mat foot

4.11 Design of Strip footing.

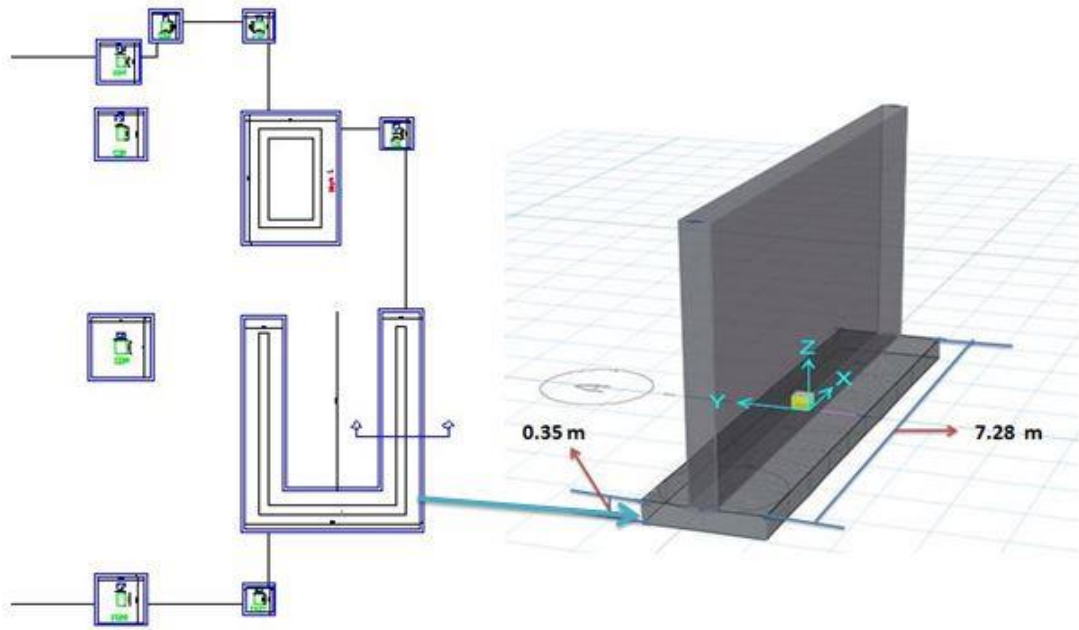


Fig. (4-11-1) location of Strip footing .

Load Calculation :

$$H \text{ (slab)} = 0.35\text{m}$$

$$H \text{ (المدة)} = 0.1\text{m}$$

$$\text{Weight of wall (D.L.)} = \text{height} * \text{Thickness} * 1\text{m wide} * \gamma_c = 3.35 * 0.3 * 25 = 25.13 \text{ KN/m}$$

$$\text{From plaster D.L} = 0.3 * 25 * 23 = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$D.L = 25.13 + 5.52 = 30.65 \text{ kn/m}$$

$$\text{Total W} = 30.65 = 30.65 \text{ KN/m}$$

$$\text{Allowable soil pressure} = 480 \text{ KN/m}^2$$

Assume footing thickness is 0.25 m.

$$A = \frac{P_n}{q_{all}} = \frac{50}{480} = 0.104m^2$$

$$\Rightarrow B = 1.3m$$

Take B=130 cm .

$$P_u = 1.4 \times 30.65 = 42.91 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{42.91}{1 \times 1.3} = 33.00 \text{ Km}^2$$

Assume h=35 cm

$$h = 350mm$$

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

$$V_u = 1 \times (0.65 - 0.15 - 0.265) \times 42.91 = 10.08kn$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1300 \times 0.265 \times 10^3$$

$$= 211kn$$

$$\phi V_c \gg V_u$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 33.00 \times 0.35 \times 1 \times \left(\frac{0.35}{2} \right) = 2.02kn/m$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{2.02}{0.9} = 2.24kn/m$$

$$Kn = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2.02 \times 10^6}{1300 \times 265^2} = 0.0246Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.0246}{420}} \right) = 0.0000586$$

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

$A_{s \text{ min}}$ for shrinkage and temperature:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h$$

$$= 0.0018 * 1300 * 350 = 819 \text{ mm}^2$$

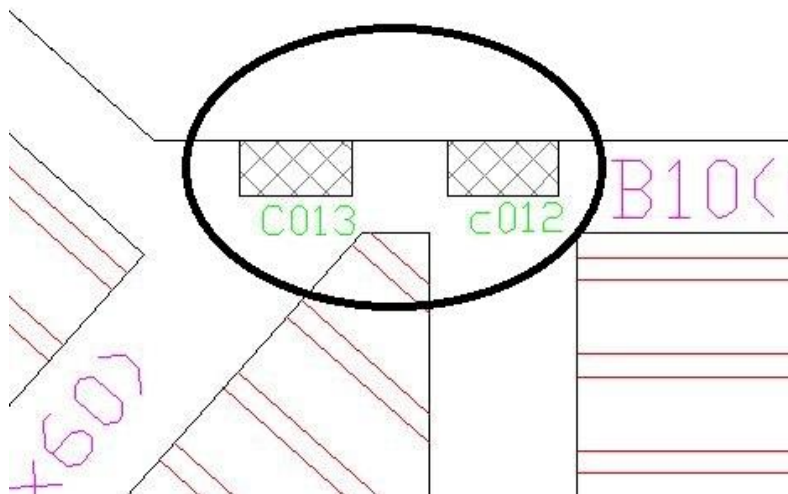
$$A_{s_{req}} = 819 \text{ mm}^2$$

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

Select $\Phi 16$ @ 20 cm c/c with $A_{s \text{ prov.}} 1004.8 \text{ mm}^2/\text{m}$.

4.12 Design of combined footing (combo 4):

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



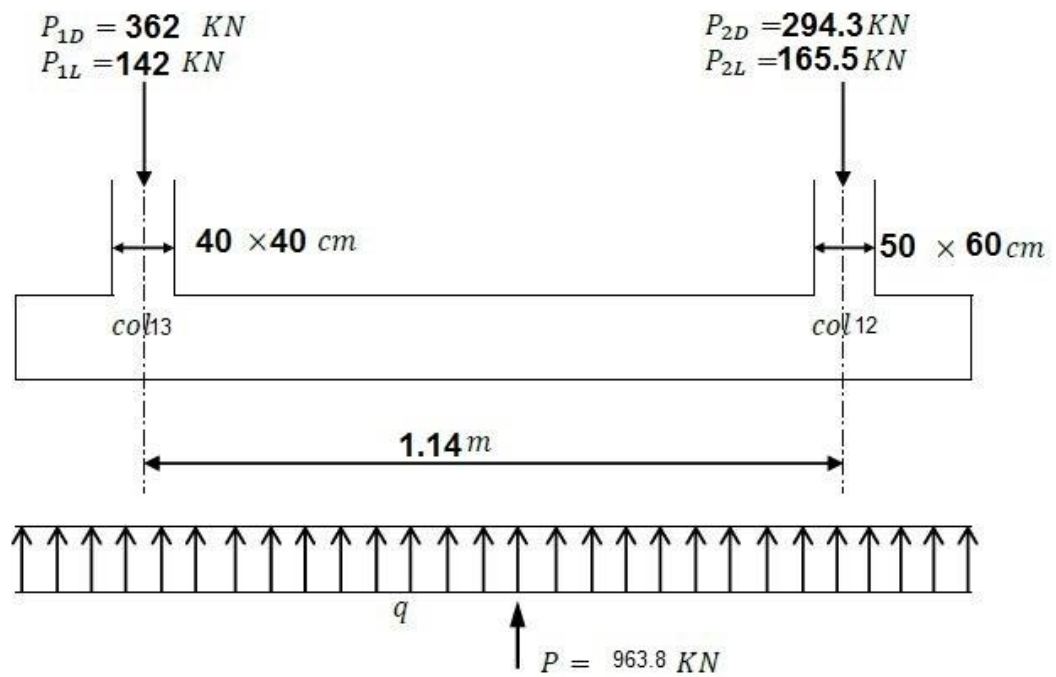
- Fig. (4-12-1) Location of combined footing in basement floor (Under Columns c12,c13):

f'_c	f_y
24 Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:-**

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

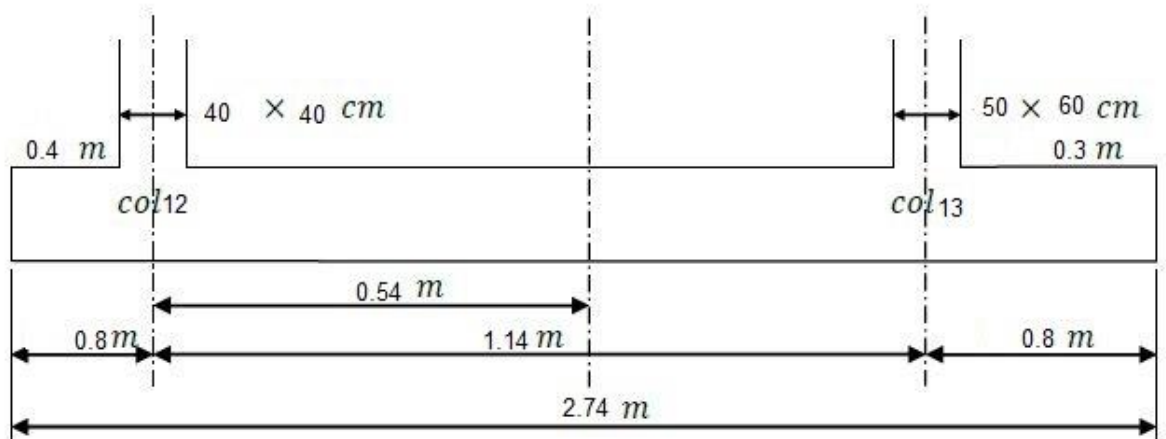
- * Service dead load (DLC₁₂) 362 KN
- * Service live load (LL C₁₂) = 142 KN
- * Column dimensions =40 cm*40 cm
- * Service dead load (DL C₁₃) = 294.3 KN
- * Service live load (LL C₁₃) = 165.5 KN
- * Column dimensions =50 cm*60 cm
- * Allowable soil pressure = 480 KN/ m²



$$P = 362 + 142 + 294.3 + 165.5 = 963.8 \text{ kN}$$

$$\sum \text{moment about c13} = 0.00$$

$$(294.3 + 165.5) \times 1.14 - 963.8 \times X = 0.0 \quad \dots X = 0.54 \text{ m}$$



- Required sizes of footing:

$$A_{\text{required}} = \frac{p_n}{q_{\text{net}}} = \frac{963.8}{480} = 2.002 \text{ m}^2$$

Try 2.74×1.3 Area = $3.562 > 2.002 \dots \text{m}^2 \dots \text{ok}$

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

$$P_{u1} = 1.2DL_1 + 1.6LL_1 = 1.2 \times 362 + 1.6 \times 142 = 661.6 \text{ KN}$$

$$P_{u2} = 1.2DL_2 + 1.6LL_2 = 1.2 \times 294.3 + 1.6 \times 165.5 = 617.96 \text{ KN}$$

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

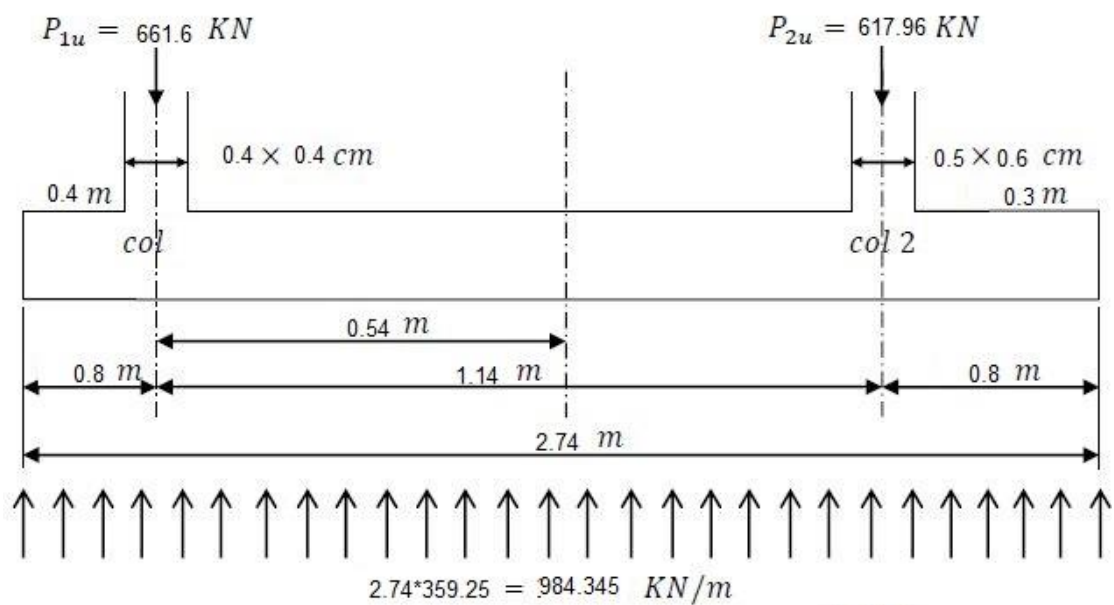


Fig. (4-12-2) : combined Footing

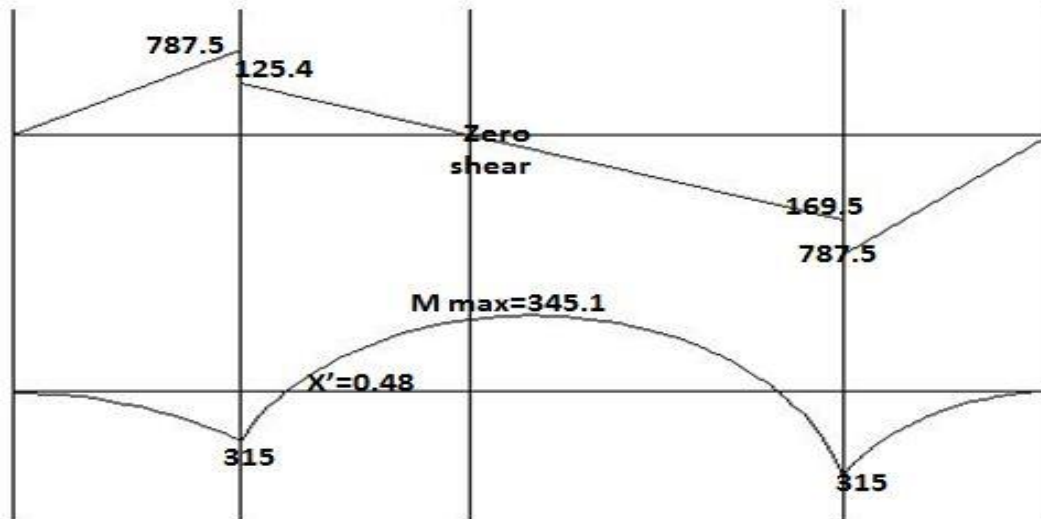


fig (4-12-3) shear and moment diagram for combined foot :

$$x' = \frac{1.14 \cdot 125.4}{125.4 + 169.5} = 0.48 \text{ m}$$

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

Assume $h = 70 \text{ cm}$ and steel bar $\Phi 20$:

$d_{avg} = 700 - 75 - 20 = 605 \text{ mm}$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} * b_w * d = \phi V_c = 0.75 \frac{1}{6} \sqrt{24} * 2740 * 605 = 1015.12 \text{ KN}$$

At Colum 1 $p_{1u} = 661.6 \text{ KN}$:

$$V_u = 661.6 - 359.25 * 1.3 * (0.4 + 0.4 + 0.605) = 5.4 \text{ KN}$$

At Colum 2 $p_{1u} = 617.97 \text{ KN}$:

$$V_u = 617.97 - 359.25 * 1.3 * (0.3 + 0.5 + 0.605) = 38.2 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 1015.12 \text{ KN} > V_u \text{ Max} = 38.2 \text{ KN}$$

The thickness $h = 70 \text{ cm}$ is a adequate enough.

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

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

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

At Colum 1 : p1u =661.6 KN

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

$$V_u = 661.6 - 359.25 \left(0.4 + 0.4 + \frac{0.605}{2} \right) * (0.4 + 0.605) = 263.55 \text{ KN}$$

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

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

$$b_o = 2(0.4 + 0.605) + 2(0.4 + 0.605) = 4.02 \text{ m.}$$

$\alpha_s = 30$for edge column

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4.02 * 0.605 * 10^3 = 2978.7 \text{ kN}$$

$$\phi.V_C = 2978.7 > V_u = 263.55 \text{ KN}$$

The thickness $h = 70 \text{ cm}$ is adequate enough.

$$\text{At Column 2 : } p_{2u} = 617.96 \text{ KN}$$

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

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

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

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

$$b_o = 2(0.5 + 0.605) + 2(0.6 + 0.605) = 4.62 \text{ m.}$$

$\alpha_s = 30$for edge column

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

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

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

$$\phi.V_C = 3423.3 > V_u = 140.7 \text{ KN}$$

The thickness $h = 70 \text{ cm}$ is adequate enough.

- **Design the flexural reinforcement in the longitudinal direction :**
Design of negative moment :

$$M_u = - 345.1 \text{ KN.m}$$

Take steel bar **Φ 20 :**

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

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

$$A_{s_{req}} = 0.00095 (2740) (595) = 1549.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (2740) (700) = 3452.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1549.5 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 3452.4 \text{ mm}^2 \text{ NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{min}} = 3452.4 \text{ mm}^2$$

Take 18Φ 16 , $A_{s,provided} 36.1728 \text{ cm}^2 > A_{s,required} 34.524 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2740 - 75 * 2 - 18 * 16}{17} = 135.4 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

- Step(S) is smallest of:

$$1. 3h = 3 * 700 = 2100 \text{ mm}$$

$$2. 450 \text{ mm} - \text{control}$$

Design of positive moment :

As min will control the design so :

$$A_s = A_{s_{\min}} = 3452.4 \text{ mm}^2$$

Take 18Φ 16 , $A_{s,\text{provided}} 36.1728 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} 34.524 \text{ cm}^2$

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

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

$$M_{\max} = \frac{241.5}{2} * \left(\frac{2.74}{2} - \frac{0.4}{2} \right)^2 = 165.3 \text{ KN.m}$$

$$d = 700 - 75 - 20 = 615 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

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

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.000117(1000)(615) = 719.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (1000) (700) = 1260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 719.72 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 1260 \text{ mm}^2 \dots \text{NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 1260 \text{ mm}^2$$

Take 17Φ 10 , $A_{s,\text{provided}} 13.34 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} 12.6 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1000 - 75 - 17 * 10}{16} = 47.2 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

- The factored load from Colum 1 is : 617.97 KN

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

$$M_{\max} = \frac{225.5}{2} * \left(\frac{2.74}{2} - \frac{0.6}{2} \right)^2 = 120.7 \text{ KN.m}$$

$$d = 700 - 75 - 20 = 615 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

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

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.0855(1000) (615) = 523.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (1000) (700) = 1260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 523.5 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 1260 \text{ mm}^2 \dots \text{ NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 1260 \text{ mm}^2$$

Take 17Φ 10 , $A_{s,\text{provided}} 13.34 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} 12.6 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1000 - 75 - 17 * 10}{16} = 47.2 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ ok}$$

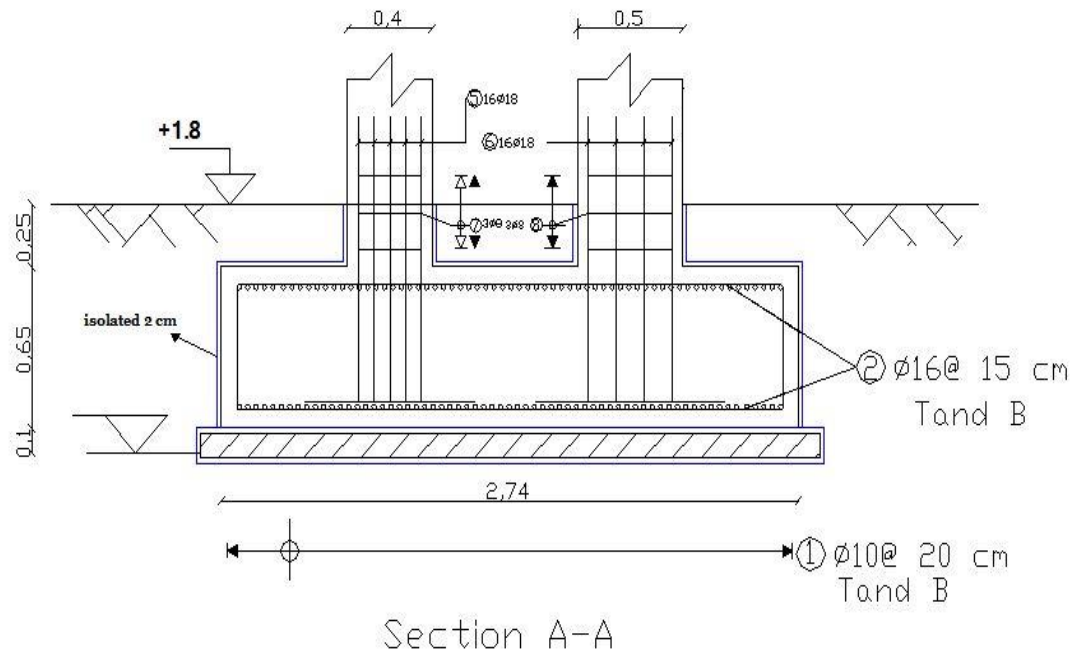


Fig. (4-12-4) detil of combined footing

4-13 Design of water tank:

$$f_c = 24 \text{ MPa}, f_y = 420 \text{ MPa}, q_{all} = 480 \text{ kN/m}^2$$

By using stad pro software to design :

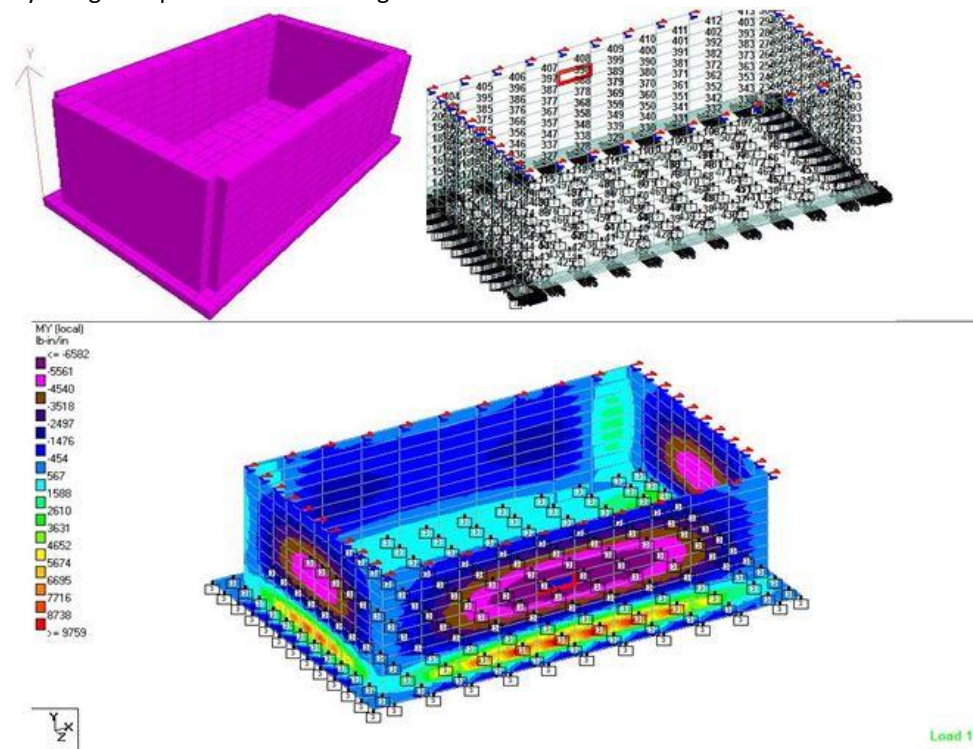


Fig (4-13-1):water tank

- **Tank wall:**

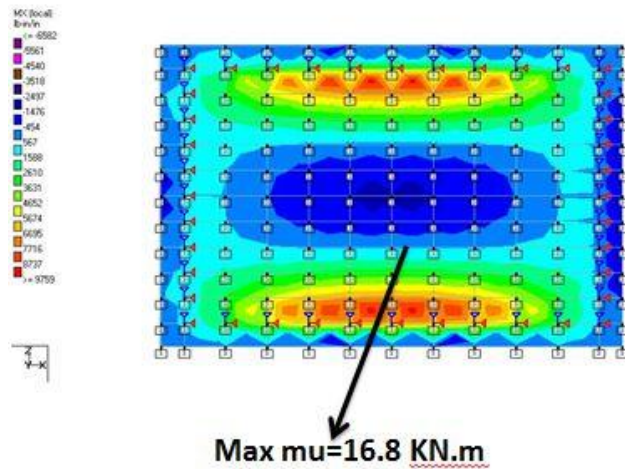


Fig (4-13-2): water tank wall moment value

$$Mu = 16.8 \text{ KN.m}$$

Take steel bar $\Phi 20$:

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

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

$$A_{s_{req}} = 0.000084(1000) (230) = 195 \text{ mm}^2$$

- For vertical reinforcement :

$$A_{s_{min}} = 0.00125 * b * h = 0.0018 (1000) (300) = 375 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 195 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 375 \text{ mm}^2 \text{ NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{min}} = 375 \text{ mm}^2$$

Take $\Phi 14@20 \text{ cm}$, $A_{s,\text{provided}} 769.3 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} 375 \text{ mm}^2$

- For Horizontal reinforcement :

$$A_{s_{\min}} = 0.0012 * b * h = 0.0012 (1000) (300) = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 156.3 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 360 \text{ mm}^2 \text{ NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 360 \text{ mm}^2$$

Take $\Phi 14@20 \text{ cm}$, $A_{s,\text{provided}} 769.3 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} 360 \text{ mm}^2$

- Tank foundation "mat":

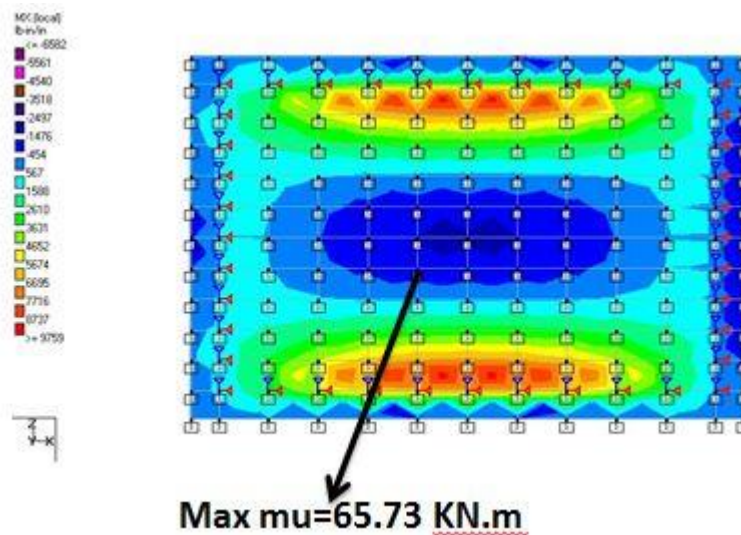


Fig (4-13-3):water tank footing moment value

$$M_u = 65.73 \text{ KN.m}$$

Take steel bar $\Phi 20$:

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

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

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

$$A_{s_{req}} = 0.000049(1000)(595) = 293.74 \text{ mm}^2$$

- For foundations :

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (1000) (700) = 1260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 293.74 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 1260 \text{ mm}^2 \text{ NOT OK}$$

$$A_s = A_{s_{min}} = 1260 \text{ mm}^2$$

Take $\Phi 14 @ 10 \text{ cm}$, $A_{s,provided} 1538.6 \text{ mm}^2 > A_{s,required}$

1260 mm^2 for top and bottom reinforcement

4-14 two way ribbed slab :

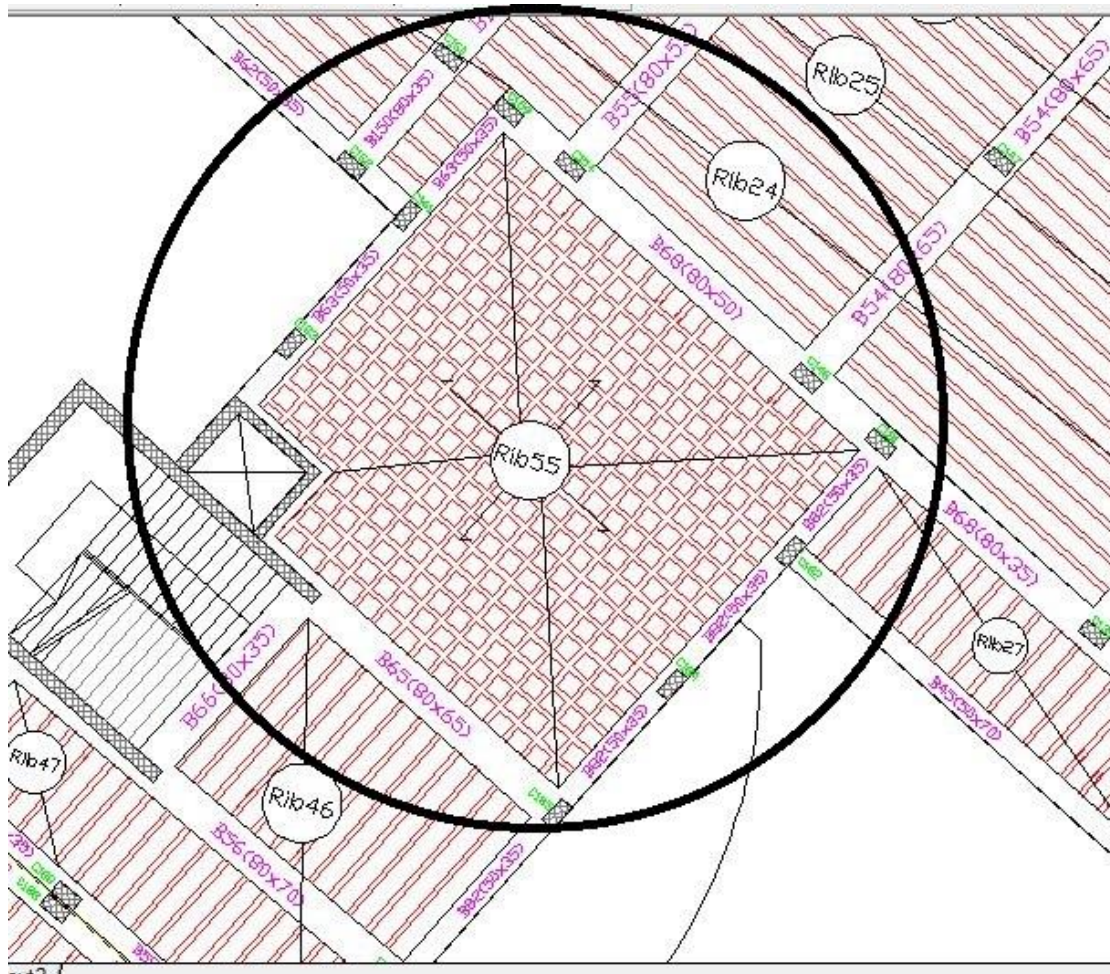


Fig. (4-14-1): Two way rib slab in ground floor.

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

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

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

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

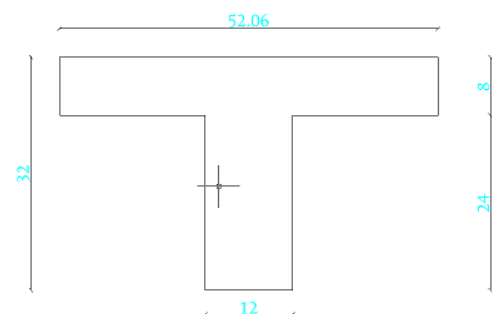


Fig (4-14-2) Two-way rib section

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

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

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

short direction 8.6 m =860 cm

The exterior beam :(beam 1)

Long direction 8.7 m =870 cm

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

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

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

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

$$\alpha < 2 \text{ ----- } 1.134 < 2$$

According to ACI-code:

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

$$h_m = 265.2 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

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	$23 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 = 0.187 \text{ KN/Rib.}$
2	Mortar	$22 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 = 0.178 \text{ KN/Rib.}$
3	Plaster	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.119 \text{ KN/Rib.}$
4	Sand	$17 \times .07 \times 0.52 \times .52 = 0.322 \text{ KN/Rib.}$
5	Topping	$25 \times .08 \times 0.52 \times 0.52 = 0.541 \text{ KN/Rib.}$
6	Block	$10 \times 0.27 \times 0.4 \times 0.4 = 0.437 \text{ KN/Rib.}$
7	Rib	$(0.52 + 0.4) \times 0.27 \times 25 \times 0.12 = 0.745 \text{ KN/Rib.}$
8	Partions	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.27 \text{ KN/Rib.}$
		2.799 KN/Rib

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

Total Dead Load = 2.799 KN/Rib.

$$2.799 / (0.52^2) = 10.35 \text{ KN/m}^2$$

Nominal Total live load = 5 KN/m²

Determination of factored dead & live load

$$\text{Factored dead load} = 1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 10.35 = 12.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Factored Live load} = 1.6 * \text{live load} = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

Flexural Design: -

Design for Positive moment:

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

$$C_{a \text{ pos/dl}} = 0.04 \quad C_{b \text{ pos/dl}} = 0.033$$

$$C_{a \text{ pos/ll}} = 0.04 \quad C_{b \text{ pos/ll}} = 0.033$$

$$\begin{aligned} M_{+ve} &= (C_{a \text{ dl}} * W_{\text{dl}} * L_a^2 * 0.52) + (C_{a \text{ ll}} * W_{\text{ll}} * L_a^2 * 0.52) \\ &= (0.04 * 8 * 9.35^2 * 0.52) + (0.04 * 12.421 * 9.35^2 * 0.52) = \\ &37.12 \text{ KN.m/Rib} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.623)(20.6)}{420}} \right) = 0.0096$$

$$A_s = 0.0096 * 120 * 308 = 354.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$$

$$A_{s_{\min}} = 123.2 \geq 107.77$$

$$A_{s_{\min}} = 123.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 354.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 123.2 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

$$A_s = 354.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 bars Φ 16

Check strain

Tension = Compression

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

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

$$a = 14.04 \text{ mm}$$

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

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

$$\varepsilon_s = (d - c) / c \times 0.003 = \frac{308 - 16.52}{16.52} \times 0.003 = 0.1392$$

$$\varepsilon_s = 0.1392 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

Design Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s_{\text{pos}}} = \frac{1}{3} \times 402.12 = 134.04 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 123.2 \text{ mm}^2$$

Select $A_s = 134.04 \text{ mm}^2$

Select 2 bars Φ 12.

Used $A_s=157 \text{ mm}^2$

Design for shear:

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

$$V_{ud} = w_u \times b_f (l_n/2 - d)$$

$$V_{ud} = 21.3 \times 0.52 \times (9.8/2 - 0.304) = 50.9 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 304 \times 10^{-3} = 32.7 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 32.7 = 24.52$$

$$\phi V_c < V_{ud}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} b_w \times d \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} \times 120 \times 304 \times 10^{-3} = 12.16$$

$$\geq \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 304 \times 10^{-3} = 11.17$$

case3

$$\phi V_c = 24.52 < V_u = 50.9 \leq \phi(V_c + V_{s \min}) = 33.64$$

Case 4:-

$$\phi V_{s'} = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi V_{s'} = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{24} * 0.12 * .304 * 1000 = 44.72 \text{ KN}$$

$$\phi V_s' + \phi V_c = 44.72 + 24.52 = 69.24 \text{ KN}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s_{\min}} = 33.64 < \phi V_s' + \phi V_c = 69.24$$

∴ Case # 4

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (50.9 / 0.75) - 32.7 = 35.16 \text{ KN}$$

$$\text{Use 2-leg } \phi 8 \text{ } A_s = 100.53 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s}$$

$$s = (100.53 * 420 * 304) / (28.6 * 10^3) = 448.8 \text{ mm}$$

Check for max. spacing

$$S_{\max} = d/2 = 304/2 = 150.9 \dots \text{control}$$

$$S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Use 2-leg $\phi 8 @ 100 \text{ mm}$