بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل

بسام نشوية   محمدعمرية

وعد عدرة

إشراف

د.نصر عبوشي

مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران - ٢٠٠٩

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل

بسام نشوية محمدعمرية

وعد عدرة

بناءً على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

د.نصر عبوشي

....

توقيع اللجنة المناقشة

....

توقيع رئيس الدائرة

د.هيثم عيّاد

....

حزيران - ٢٠٠٩

الإهداء

إلى أول معلم لنا ... إلى الذي رسم لأمتنا
طريق العلم والهداية والرفعة...
حبيبنا المصطفى عليه أفضل صلاة وأتم تسليم
إلى التي عشقت الشقاء من اجل راحتنا ... إلى
القلب ا□اني ... إلى زهرة دنيانا
إلى مهجة القلب ... **ونور الع□ ... الأم**
الغالية
إلى الفلسطيني ... إلى الرجل الحر ... إلى
الرجل الطيب المعطاء ... الأب العزيز
إلى من هم الأسوة ... إلى من يبذرون **لنحصد**
نحن ... **أساتذتنا الأفاضل**
إلى الرجال الرجال ... إلى شهدائنا الأبرار
... إلى الأسود الرابضة خلف القضبان ... إلى
كل الأسرى وا□رحى
إلى كل من ضحى من اجل دينه وأرضه وعرضه
إلى خنساوات العصر ... إليكن أمهات
الشهداء و الأسرى وا□رحى
إلى كل الأصدقاء الصادق□ ا□خلص□
إلى كل من وقف إلى جانبنا

إليكم جميعا نهدي عملنا هذا

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:
بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنولوجيا، **ودائرة**
الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو الذي **صحبنا لمدة خمس سنوات** كان خلالها مثال المدرس المخلص لعلمه و عمله والمثال الذي يحتذى به **والدكتور نصر عبوشي** الذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل

بسام نشوية **محمدعمرية**

وعد عدرة

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2008

إشراف

د. نصر عبوشي

هدف هذا المشروع هو التصميم **الإنشائي** لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها **المشروع**، من

جسور وأعمدة وأسلسلات وغيرها من العناصر الإنشائية.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إليه، فقد تم التخطيط له على أساس استيعاب عدد كبير من الطلاب، بحيث يغطي هذا المبنى العجز القائم في استيعاب أعداد الطلاب المتقدمين للجامعة للدراسات العليا وعمل الأبحاث العلمية بشكل خاص ولبقية الطلاب بشكل عام .

يتكون المشروع من ثلاث أبنية لها نفس التصميم المعماري لكن بتوجيهات مختلفة على أرض الموقع وتلتف هذه الأبنية حول المبنى الرئيسي وترتبط معه عبر ممرات زجاجية،وكل مبنى مكون من ثلاثة طوابق ويحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات المختلفة .
من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فيتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI_2005) ، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocade2006 , Atir , Microsoft Office 2007 , Staad-Pro وغيرها.

مع نهاية المشروع يتوقع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

وا الموفق

Abstract

The Structural Design for Scientific Research Center
In Palestine Polytechnic University

Project Team

Basam Nashwia **Mohammed Amreya**

Waed AL-Adra

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Dr. Naser Aboshy

The aim of this project is to perform the structural design for all structural elements such as ribs, beams, columns, and foundations and all other structural elements.

This project has been selected because of the necessity for such project In Palestine Polytechnic University, it was designed with a capacity that will cover the shortage in capacity for the pre-built building in *Scientific Research*.

The project consists of three buildings with the same architectural design guidance, but different on the ground and bypass the buildings around the main building and connected with him through the corridors of glass, each a three-storey building and each floor contains many of the different actors.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, UBC-97 was used for seismic loads determination, where ACI-05 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2006, Staad-Pro, Atir, and Office2007….etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building will be done.

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية

الصفحة

الفصل الأول

المقدمة

الصفحة

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

الصفحة

TABLE OF CONTENTS

Chapter Four

Structural Analysis and Design

Page

فهرس الجداول

فهرس الأشكال والرسومات

List of Figures

Description **page**

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.

- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

الفصل الأول

المقدمة

(1-1)نظرة عامة.

(2-1)مشكلة المشروع.

(3-1) أسباب اختيار المشروع.

(4-1) الهدف من **إجراء المشروع.**

(5-1) خطوات المشروع .

(6-1) محتويات المشروع .

الفصل الأول

المقدمة

(1-1) نظرة عامة:

في ظل التطورات السريعة التي يشهدها عصرنا في الآونة الأخيرة أصبح أمرا ملحا على الإنسان بمواكبة هذه التطورات العلمية ، وبالتالي من الضروري وجود مباني متخصصة في كل مجالات الحياة التعليمية والاقتصادية والاجتماعية ، لذلك بدأ الإنسان بابتكار التصاميم المعمارية والإنشائية التي تخدم الإنسان والمجتمع لتحقيق الوظيفة المطلوبة .

منذ تأسيسها شهدت جامعة بوليتكنك فلسطين تطورا مستمرا وتميزا فيما تطرحه من برامج أكاديمية تتسم بمواكبة متطلبات التنمية و التطور في المجتمع الفلسطيني مع التركيز على جودة و نوعية التعليم المقدم وربطه بالجوانب العلمية و الميدانية الأمر الذي ميز خريجيها وانعكس بشكل ملموس على قدرتهم التنافسية وحصولهم على معدلات توظيف قياسية في سوق العمل. وفي السنوات الأخيرة بدأت الجامعة تولي اهتماما متزايدا بالبحث العلمي لما له دور مهم في رفع مستوى الجامعة محليا و إقليميا.

وسعيا لتحقيق رسالتها على أكمل وجه فقد أولت الجامعة الأبحاث العلمية أهمية خاصة، و لقد برز ذلك جليا في السنوات القليلة الماضية بإنشاء الجامعة لثلاث وحدات بحث وتطوير، وهذه الوحدات هي، وحدة الطاقة البديلة و البيئة، وحدة التكنولوجيا الحيوية للتدريب و الأبحاث، وحدة الالكترونيات الصناعية.

ومن هذا المنطلق ارتأينا إلى اختيار مشروعنا وهو عبارة عن مجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين هو محور الدراسة في هذا المشروع ، وهو عبارة عن مبنى مقترح سوف يتم إنشاؤه في مدينة الخليل بما يحقق المنفعة والمتانة والاقتصاد، وهو مكون من ثلاث أبنية تلتف حول المبنى الرئيسي وترتبط معه عبر ممرات زجاجية ، وهذا المشروع قام بتصميمه المهندس المعماري أنس أبوشرار والمهندسة رهام عابدين .

(2-1)مشكلة المشروع :

تتلخص مشكلة المشروع في إعداد تصميم إنشائي متكامل لمجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين بحيث يراعي هذا التصميم الأهداف المعمارية والعناصر الجمالية ، ويتلخص التصميم الإنشائي في توزيع العناصر الإنشائية بما يتفق والمخططات المعمارية ، وتصميم هذه العناصر المتمثلة في الأساسات والجدران و الأعمدة و العقدات بحيث يتم إعداد مخططات تنفيذية تمكن من تنفيذ المشروع على أرض الواقع .

(3-1) أسباب اختيار المشروع:

انطلاقاً من أهمية العلم والتعلم للإنسان وجب علينا الاهتمام ببناء المراكز التعليمية بشتى أشكالها مثل مجمعات الأبحاث العلمية حيث إن مثل هذه المشاريع توفر الوقت والجهد لعدد كبير من الطلاب خصوصا" طلبة الدراسات العليا إذ يتمكنون من إتمام تجاربهم العملية والحصول على النتائج التي يرغبون بها في الوقت المحدد.

ومن هذا المنطلق وتحقيقاً لهذا الهدف وقع اختيار فريق العمل على مشروع مجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين.

كما أن العمل على هذا المشروع وتصميمه من الناحية الإنشائية يكسب فريق العمل المهارات اللازمة للتصميم الإنشائي ، وربط النواحي النظرية بالعملية من خلال التحليل الإنشائي للمجمع وما يحتويه من عناصر إنشائية وتصميمها بحيث تحمل الأحمال الواقعة عليها والأخذ بالاعتبار عاملي الاقتصاد والمتانة .

(4-1) الهدف من إجراء المشروع:

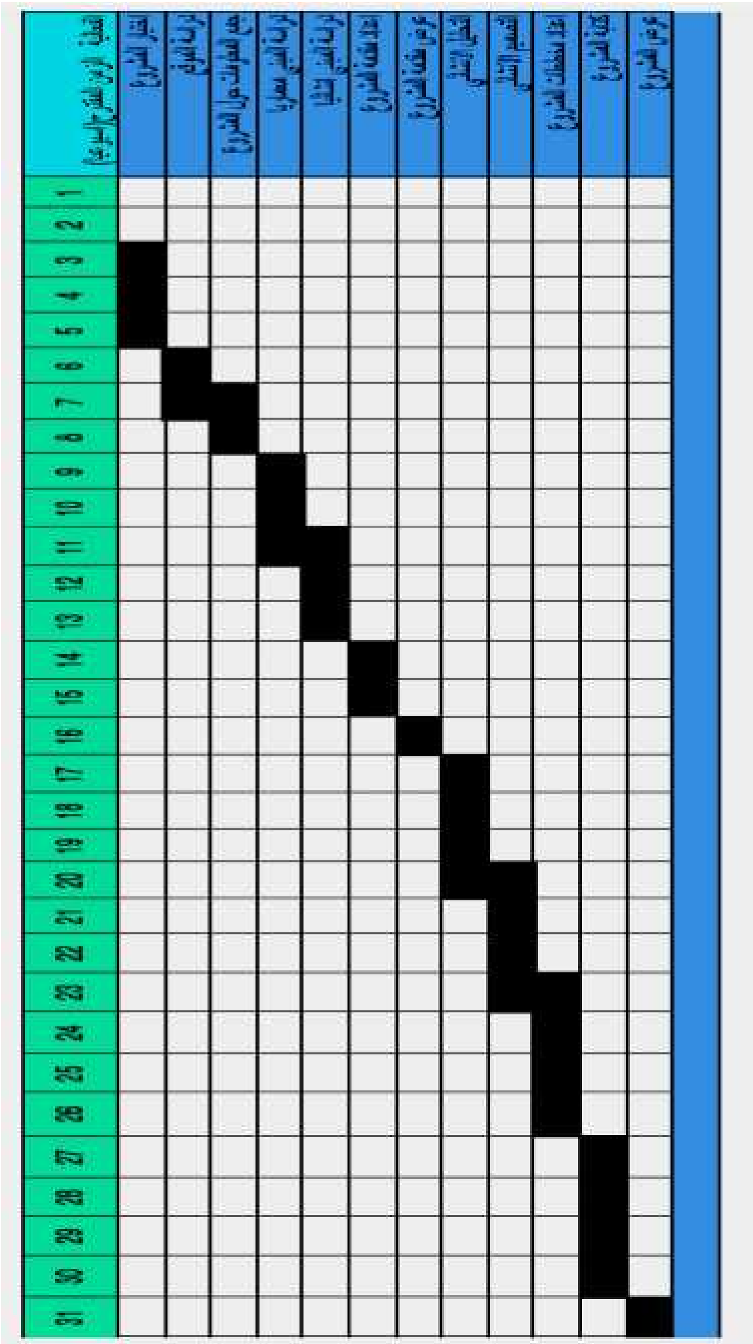
١. يكمن الهدف من إجراء المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل للمبنى الذي سبق ذكره ، وبناءً عليه سيتم تجهيز المخططات التنفيذية الكاملة للمشروع.
٢. القيام بإعداد المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة للمبنى المذكور.

(5-1) خطوات المشروع:

يتلخص العمل في المشروع بالخطوات التالية:

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى، مع إجراء كافة التعديلات المعمارية عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
٢. دراسة مخطط الأرض من حيث الموقع وملاءمتها للمشروع والمساحات التي توفرها قطعة الأرض ، والمستويات والقوانين التنظيمية التي تحكم المنطقة .
٣. دراسة الآلية الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها قدر الإمكان .
٤. دراسة المبنى إنشائيا بهدف تحديد أنواع العناصر الإنشائية ، وكذلك تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأنسب بناءا على أسس علمية .
٥. عمل التحليل الإنشائي للعناصر.
٦. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بما تحويه من إنشاءات خرسانية .
٧. التأكد من صحة التصميم، وذلك عن طريق الأمثلة اليدوية، وبرامج التصميم.
٨. إعداد المخططات التنفيذية للمشروع.
٩. كتابة المشروع وإخراجه بصورة نهائية .

وكل خطوة من هذه الخطوات, حددت بمدة زمنية مبينة في المخطط الزمني التالي :



الشكل (1-5) المخطط الزمني للمشروع

(6-1) محتويات المشروع:

بعد القيام بأي دراسة، أو أي مشروع تكون هناك خطوات محددة لتحقيق الأهداف المطلوبة من هذه الدراسة، لذلك فقد تم ترتيب هذا المشروع على شكل خطوات منسقة ومرتبة لتحقيق الأهداف المطلوبة من إجراء هذه الدراسة، حيث يحتوي المشروع على خمسة فصول، وهي:

١. الفصل الأول: مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره.
٢. الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمشروع.
٣. الفصل الثالث: الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال واستقرارية للمبنى.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وأعصاب وأساسات وجدران قص وغيرها.
٥. الفصل الخامس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة

(2-2) موقع المشروع.

(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(4-2) وصف الطوابق.

(5-2) وصف الواجهات.

(6-2) وصف موقف السيارات.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

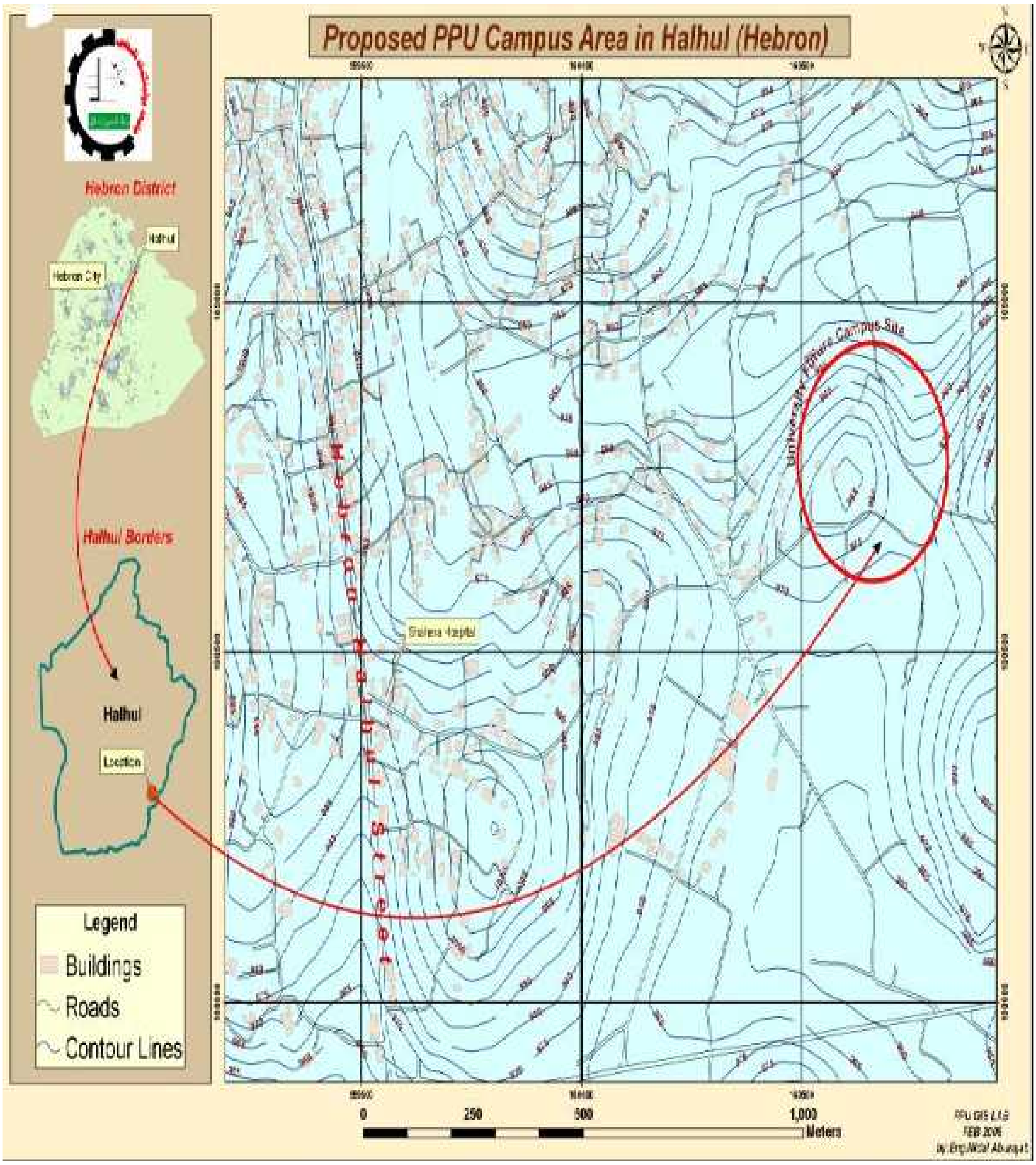
(2-1) المقدمة :

إن للعمل المعماري الناجح شروط مهمة يجب أن تتم حتى تلبي الوظيفة المرجوة منه واحتياجات الإنسان في العصر الحالي وتتمثل هذه الشروط في الديمومة الوظيفية , والجمال والاقتصاد ومن المهم في هذه الشروط أن تتفاعل بين بعضها وتتناغم بحيث تحقق لدينا الرؤيا الواضحة للتصميم الأمثل وبالتالي نحصل على عملية تصميمية متكاملة وشاملة وناجحة، وهذا يتحقق بفهم الخطوات العملية للتصميم وصولا إلى الحد الإبداعي المطلوب، وذلك بمراعاة الوقت والجهد المبذول وبالتالي نحقق النتائج المرجوة وعلاقتها الموضوعية.

ومن الخطوات المهمة والضرورية التي تسبق إعداد الدراسات الإنشائية للمشروع الهندسي هي دراسة المخططات المعمارية دراسة متعمقة وموضوعية بحيث يسهل التعامل معها وفهم الفعاليات المختلفة التي يحتويها المبنى والعلاقات التي تربط بينها ووظيفة كل جزء وعددها, وطبيعة الحركة واستخدام هذه الأجزاء وأمور أخرى ذات أهمية التي تعطي الصورة الواضحة للمشروع وبالتالي يكون بالإمكان تحديد أماكن الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى بحيث تتفاعل بشكل مناسب مع الشكل المعماري.

(2-2) موقع المشروع:

لقد تم اختيار موقع المشروع في قطعة ارض تابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة حلحول ،في منطقة تل بعبز، بالقرب من مستشفى شهيرة للنساء، حيث تم اقتطاع مساحة كافية لبناء المشروع وتبلغ مساحة قطعة الأرض حوالي ٧.٦ دونم .
ومخطط دليل الموقع يبين لنا موقع المشروع بالنسبة لمدينة الخليل ، حيث تم الحصول عليه من المهندس نضال ابورجب المسؤل عن أعمال المساحة للمشروع :



الشكل (١-٢) موقع المشروع بالنسبة لمدينة **حلحول**

(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع :

١. وقوع قطعة الأرض في منطقة حيوية في مدينة حلحول
٢. توفر مساحة كافية لعمل المشروع وأيضا هناك موقف سيارات خارجي تابع للمبنى .
٣. توفر الخدمات والبنية التحتية .

الشكل (٢-٢) الموقع العام للمشروع

(2- 4) وصف الطوابق:

المشروع عبارة عن مجمع أبحاث علمية تابع لجامعة بوليتكنك فلسطين، وتكمن فكرة المشروع في تصميم المبنى على شكل وحدات مستقلة عن بعضها ومتكاملة في آن واحد،إذ يتكون المجمع من ثلاثة أبنية لها نفس التصميم المعماري لكنها تختلف في توجيهها على أرض الموقع وهذه الأبنية تلتف حول المبنى الرئيسي وترتبط معه بواسطة ممرات زجاجية تسهل الحركة والتنقل بين جميع المباني والطوابق .

والهدف من تصميم المبنى على شكل وحدات مستقلة هو حتى تتمكن الجامعة من تنفيذ أي جزء ترغب في بنائه على حسب ميزانيتها دون التأثير على المباني الأخرى أو تعطيل عملها أثناء البناء.

***الوحدة الأساسية " المبنى الرئيسي"**

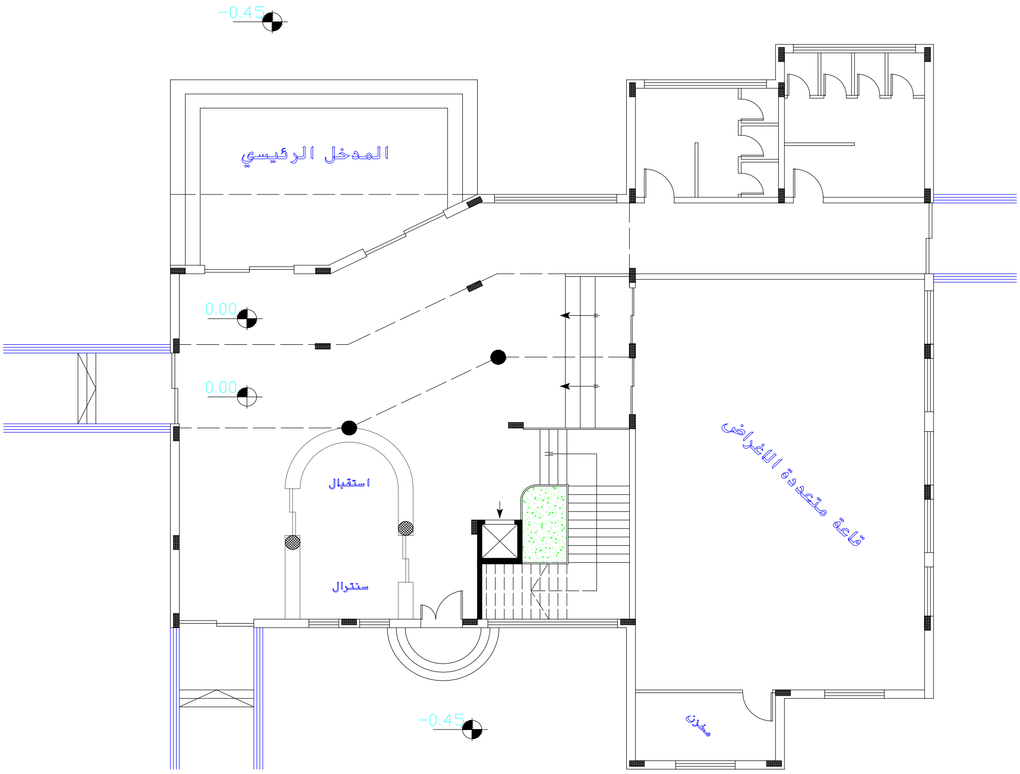
يعتبر هذا المبنى حركة الوصل ما بين المباني الأخرى وهو يتوسطها جميعا" ويتكون من ثلاثة طوابق

(2- 4 - ١) الطابق الأرضي :

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي.
تبلغ مساحة هذا الطابق ٤٦٠.٠٠م^2 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 الآتي:

- المدخل الرئيسي للمشروع .
- قاعة المدخل والاستقبال .
- قاعة متعددة الأغراض.
- خدمات (وحدات صحية).
- بيت الدرج والمصعد .
- ممرات تربط بين الوحدات المختلفة .

والشكل التالي يوضح :



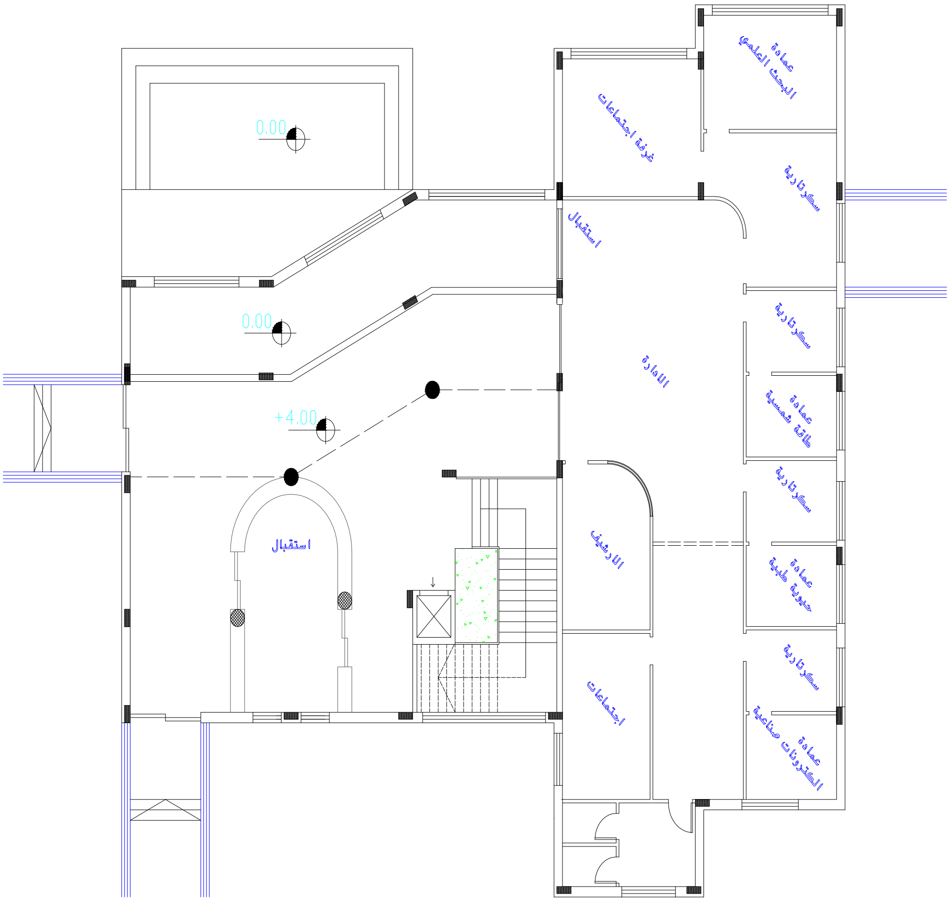
الشكل(2- 4 - ١) مسقط الطابق الأرضي للمبنى الرئيسي

(2- 4 - ٢) الطابق الأول :

الفراغات فيه تتوزع كالآتي:

- استقبال
- إدارة عامة
- أرشيف.
- سكرتارية

- عمادة الكترونيات صناعية
- عمادة حيوية طبية
- عمادة طاقة شمسية
- عمادة بحث علمي
- غرف اجتماعات
- بيت الدرج والمصعد

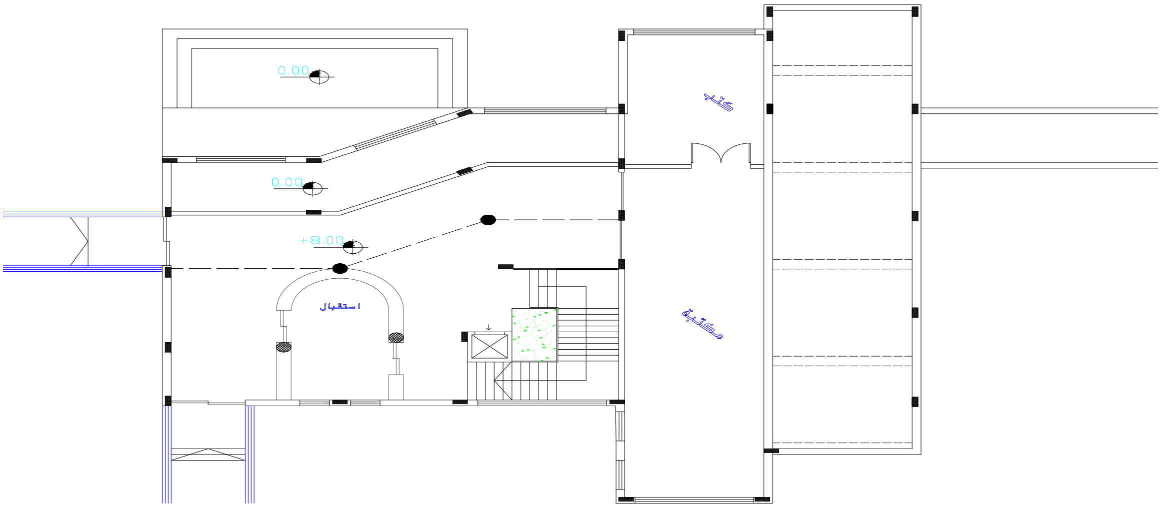


الشكل (2- 4 - ٢) مسقط الطابق الأول

(2- 4 - ٣) الطابق الثاني :

ويتكون من

- استقبال
- مكتبة صغيرة للمجمع



الشكل (2- 4 - ٣) مسقط الطابق الثاني

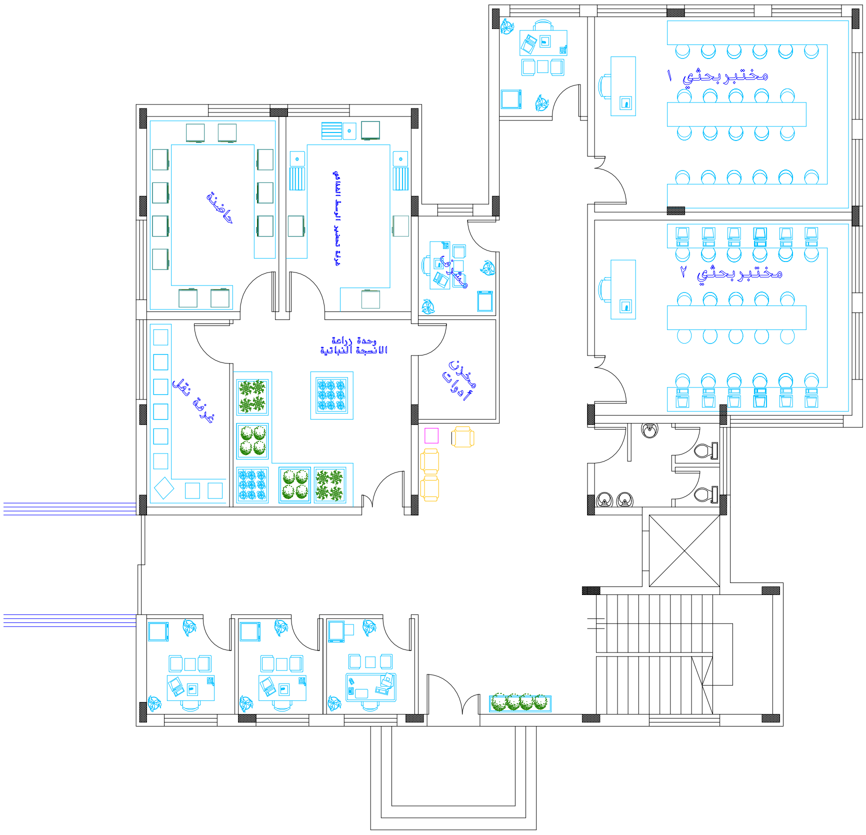
* المبنى الشمالي

و هو الوحدة الحيوية الزراعية ويتكون من طابقين فقط

(2- 4 - ٤) الطابق الأرضي :

- غرف مشرفين وباحثين .
- ساحة حيوية وزراعية .
- مخزن أدوات .
- وحدة زراعة الأنسجة النباتية .
- غرفة تحضير الوسط الغذائي .
- حاضنة .

- غرفة نقل .
- مختبرات بحثية .
- وحدات صحية .
- بيت الدرج والمصعد .



الشكل (2- 4 - ٤) مسقط الطابق الأرضي

(2- 4 - ٥) الطابق الأول :

- عمادة الوحدة الحيوية الزراعية .
- ساحة حيوية وزراعية .
- سكرتارية .
- أرشيف .
- غرفة مظلمة .

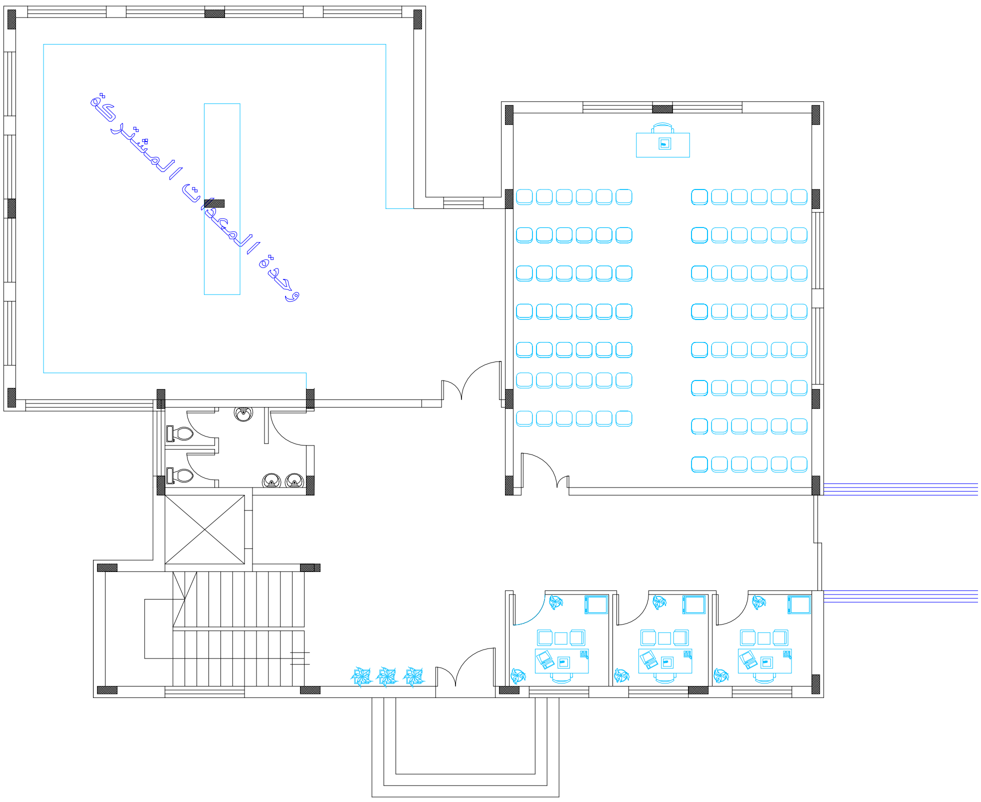
- غرفة اجتماعات .
- غرفة مواد كيماوية .
- مختبر بحثي .
- غرف مشرفين .

الشكل (2- 4 -٥) مسقط الطابق الأول

* المبنى الجنوبي

(2- 4 - ٦) الطابق الأرضي :

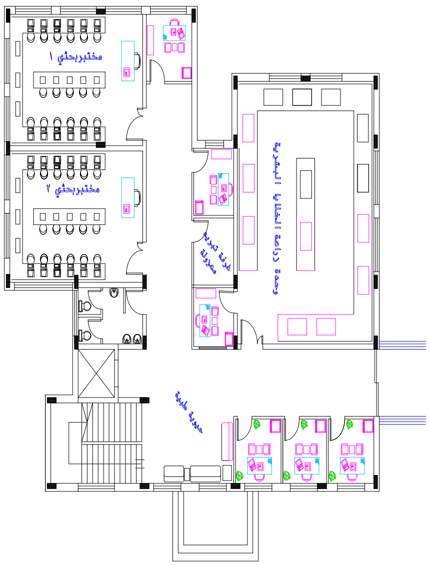
- وحدة المعدات المشتركة .
- قاعة تدريس .
- غرف مدرسين .
- وحدات صحية .
- بيت الدرج والمصعد .



الشكل (2- 4 -5) مسقط الطابق الأول

(2- 4 - ٧) الطابق الأول :

- وحدة زراعة الخلايا البشرية .
- غرف مشرفين وباحثين .
- وحدات صحية .

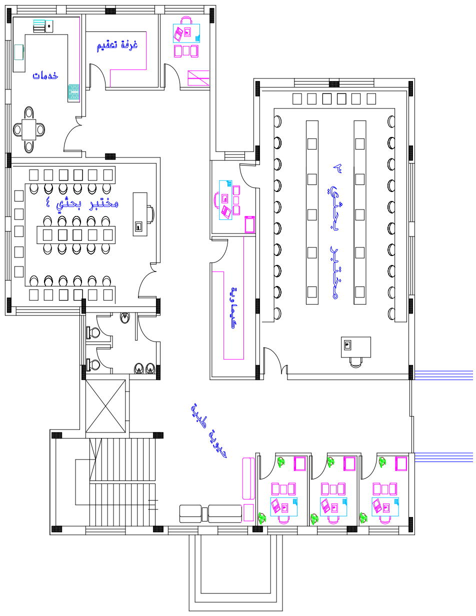


الشكل (2- 4 - ٧) الطابق الاول

(2- 4 - ٨) الطابق الثاني :

وهو وحدة حيوية طبية ويتكون من

- غرفة خدمات
- مختبرات بحثية
- غرفة تعقيم
- وحدة مواد كيماوية
- غرف مشرفين وباحثين



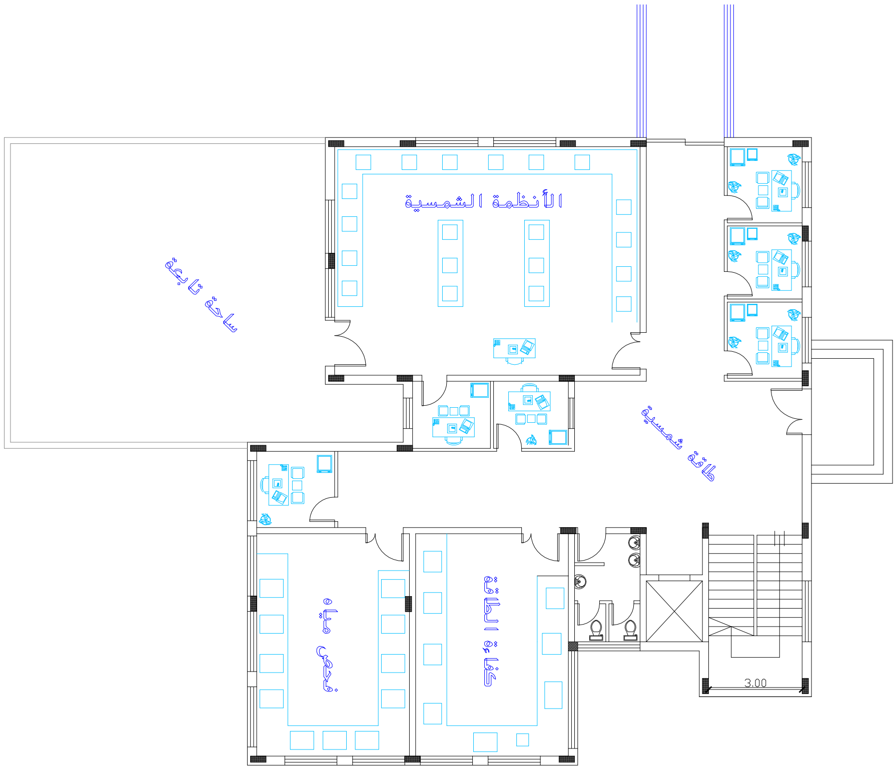
الشكل (2- 4 - ٨) الطابق الثاني

* المبنى الشرقي :

وهو مبنى الطاقة الشمسية

(2- 4 - ٩) الطابق الأرضي :

- غرف الأنظمة الشمسية .
- غرفة كهاعة طاقة .
- غرفة فحص مياه .
- غرف باحثين ومشرفين .
- ساحة تابعة للطاقة الشمسية .
- وحدات صحية .

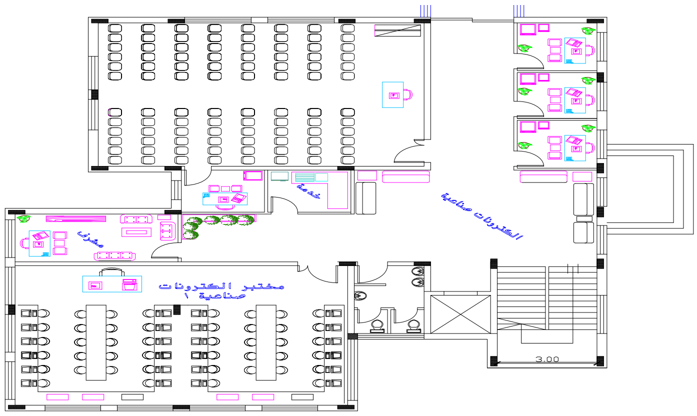


الشكل (2- 4 - ٩) الطابق الأرضي

(2- 4 - ١٠) الطابق الأول :

وهوللالكترونيات الصناعية

- مختبر الكترونيات صناعية (١) .
- غرف باحثين ومشرفين .
- قاعة تدريس .
- غرفة خدمات .



الشكل (2- 4 - ١٠) الطابق الأاول

(2- 4 - ١٠) الطابق الثاني :

- مختبر الكترونيات صناعية (٢) .
- مختبر الكترونيات صناعية (٣) .
- غرف باحثين ومشرفين .

الشكل (2- 4 - ١٠) الطابق الثانى

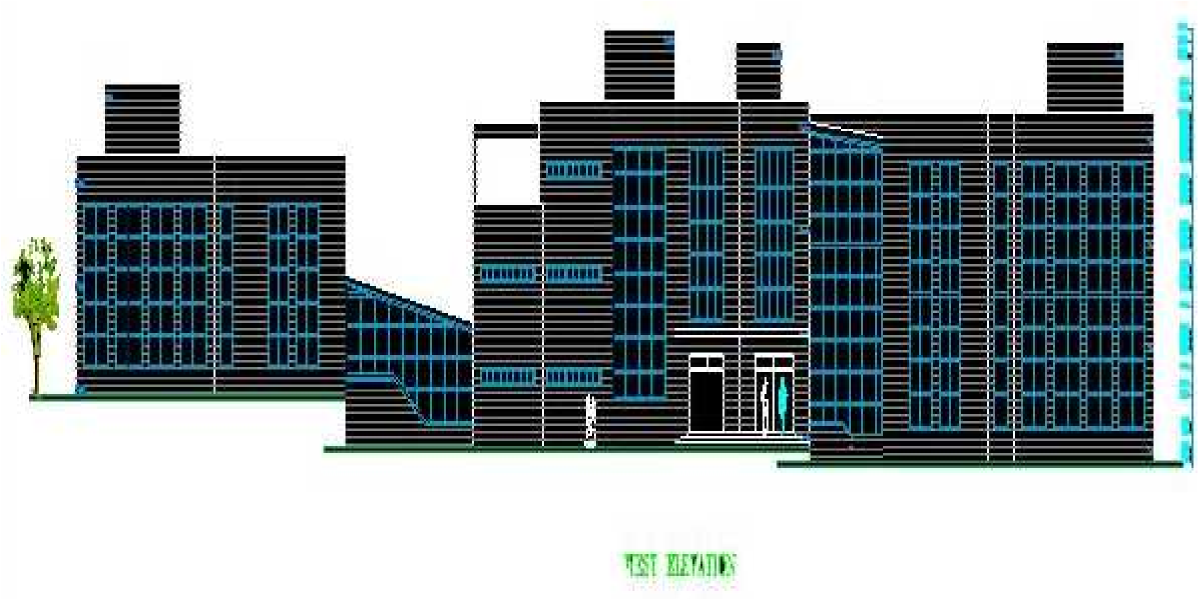
(5-2) وصف الواجهات :

إن واجهات المشروع قد استخدم فيها حجر صور معين نخب أول ، والمواد الرئيسة التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية وقد استخدم أيضا الحجر الملطش في الواجهات وحجر المطبه فوق الشبابيك والأبواب , لتوفير عنصر الجمال للمبنى .

(2-5-1) الواجهة الغربية :

وتعتبر الواجهة الرئيسية للمبنى ، وتتكون من حجر ملطش وأعتاب الشبابيك من حجر مطبه ببروز٥ سم عن الواجهة ، و تحتوي على كتل زجاجية واضحة تعطي منظرا جميلا للمبنى وتحتوي أيضا على المدخل الرئيسي للمبنى.

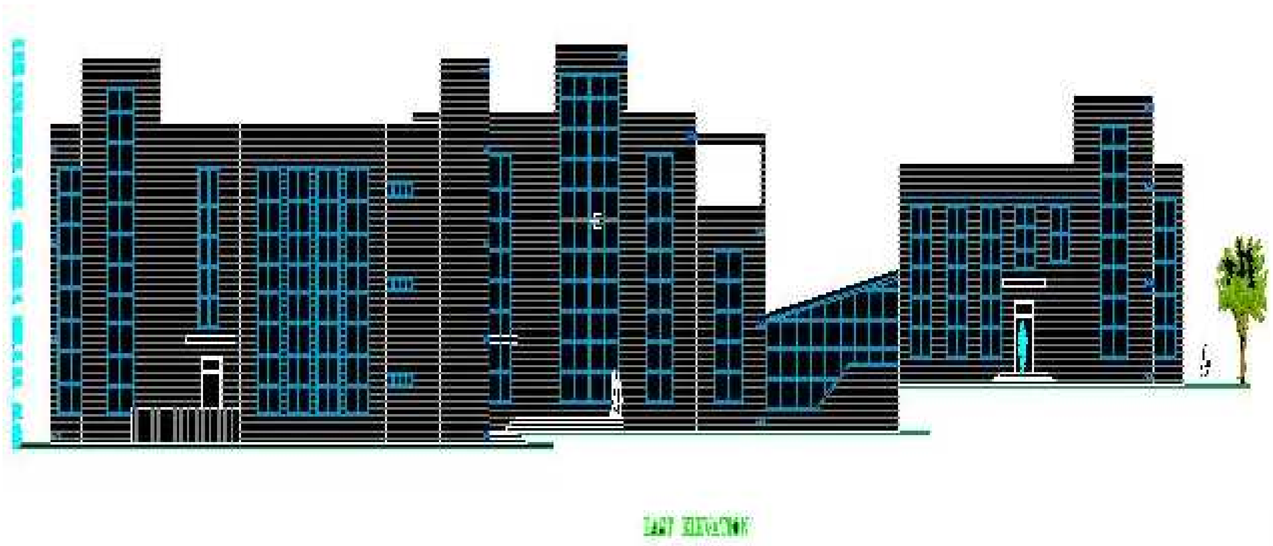
ويظهر في الواجهة الفرق في المنسوب بين المباني المحيطة بالمبنى الرئيسي وذلك بسبب طبيعة الأرض ، ويوجد أيضا علاقة مباشرة بين المدخل الرئيسي للمبنى والشارع الرئيسي وهذا يظهر واضحا في الموقع العام للمبنى.



الشكل (2-5-1) الواجهة الغربية

(2-5-2) الواجهة الشرقية:

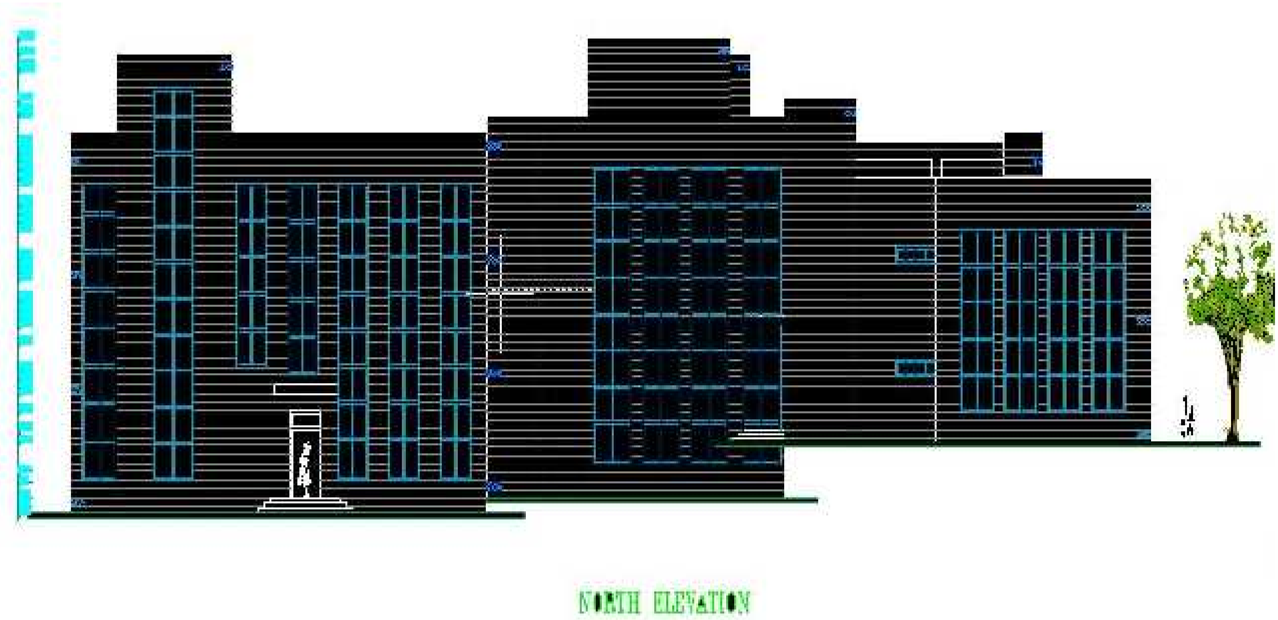
حيث يظهر في هذه الواجهةالاختلاف في المنسوب كما ذكرناسابقا وتتكون من:
الحجر المطلش وأعتاب الشبابيك كما هو الحال في جميع الواجهات ، ويظهر الممر الزجاجي الذي يربط بين المباني المكونة للمشروع
والشكل التالي يوضح :



الشكل(2-5-2)الواجهة الشرقية

(2-5-3) الواجهة الشمالية :

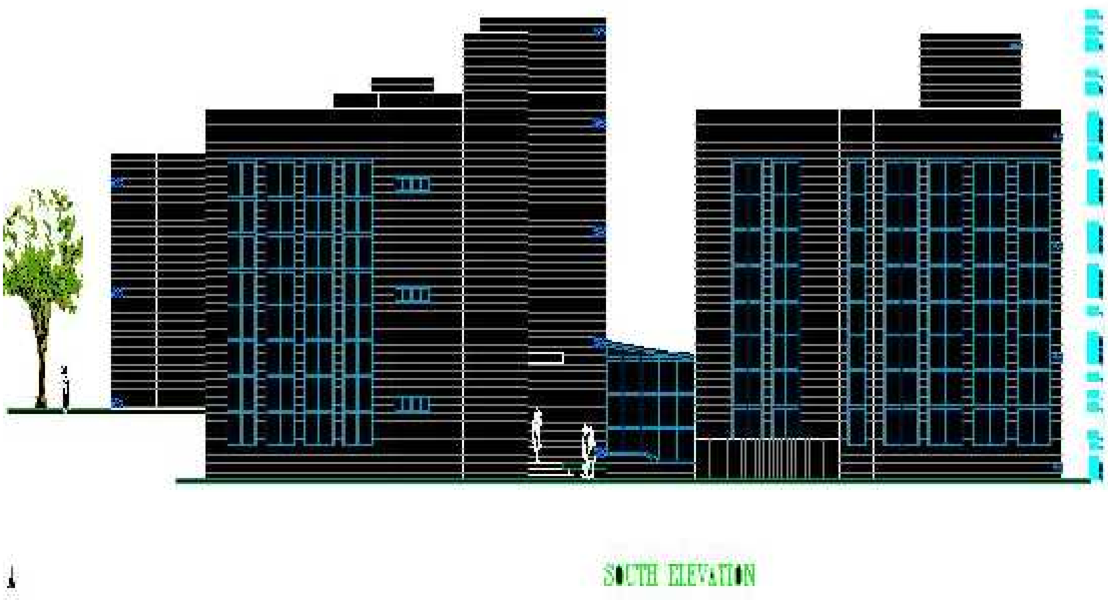
وتطل هذه الواجهة على مساحات خضراء تابعة للوحدة الحيوية الزراعية , كما يوجد في الواجهة مدخل المبنى الشرقي الذي يحتوي على وحدة الطاقة الشمسية , وكما هو الحال في جميع الواجهات تم استخدام الحجر الملطش وأعتاب الشبابيك لتعطي تناسق في شكل المبنى , وتظهر المناسيب أيضا .



الشكل(2-5-4)الواجهة الشمالية

(2-5-4)الواجهة الجنوبية :

حيث يظهر في هذه الواجهة فرق المنسوب بين الطابق الأرضي وطابق التسوية , وطريقة الربط بين المباني , بالإضافة إلى نفس شكل الشبابيك في الواجهات الأخرى .
وتطل الواجهة على ساحة تابعة لوحدة الطاقة الشمسية لعمل الأبحاث والتجارب .



الشكل (2-5-4)الواجهة الجنوبية

(2-6) وصف موقف السيارات :

حيث يوجد موقف للسيارات خاص بكل مبنى من مباني المجمع وكل موقف يتسع الى عشرة سيارات ، وهو موقف خارجي موجود **أمام المبنى كما كان واضحا في الموقع العم للمبنى** .
وكما هو واضح أيضا سهولة دخول السيارات إلى موقف السيارات الخاص بالمباني .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

(٣-١) مقدمة.

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الأحمال.

(٣-4) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(٣-٥) البرامج المستخدمة.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

(٣-١) مقدمة:

بعد الانتهاء من دراسة المخططات المعمارية ،سوف نقوم في هذا الفصل بدراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من أعمدة وجسور وعقدات وغيرها ، وكذلك الأحمال الواقعة على المبنى وذلك باستخدام المعايير والكودات والمواصفات القياسية .

ولأن معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ، وذلك مقارنة بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا والأوفر اقتصاديا .

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي هو تصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير الأحمال المؤثرة عليها، حيث يراعى في هذا التصميم عنصري الأمان والاقتصاد كما يتم إعداد المخططات التنفيذية للمشروع، بحيث يصبح جاهزا للتنفيذ على ارض الواقع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي :

- عامل الأمان (factor of safety) : ويتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى المؤثرة والإجهاد الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy) : ويتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة ومقاطع منخفضة التكلفة.
- صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) : من حيث تجنب الهبوط الزائد (deflection) والتشققات (cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .
- الانسجام بين التصميم الإنشائي والمعماري للمبنى.

(٣-٣) الأحمال:

تتعرض المباني إلى أنواع عده من الأحمال وهي مجموعة القوى التي تؤثر على المبنى ويتم تصميمه بناء على تأثيرها وتكون على شكل أحمال ميتة وحيه وبيئية وغيرها .

ويجب معرفة نوع الأحمال حتى يتم التصميم بناء عليها والأحمال هي:

- الأحمال الميتة.
- الأحمال الحية.
- الأحمال البيئية.
- أحمال الانكماش والتمدد .

(٣-٣-١) الأحمال الميتة:

١. هي الأحمال الناتجة من وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الإستنادية التي لا تتغير قيمتها مع الزمن ،وهي عديدة ومتنوعة ومن أمثلتها وزن الخرسانة العادية والمسلحة ، طوب الأسقف ، وزن حجارة البناء ، البلاط ، وزن القصارة ، وزن قواطع الطوب أو الجبص ، الرمل المستخدم أسفل البلاط ..الخ.

ويتم معرفة هذه الأحمال باستخدام أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	(Tile) البلاط	2٢
2	(Sand) الرمل	١٦
3	(Reinforced Concrete) الخرسانة المسلحة	25
4	(Hollow Block) طوب البناء المفرغ	٩
5	(Plaster) القصارة	22
6	(Mortar) المونة الإسمنتية	22

(٣-٣-٢) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث الموقع والاستخدام وتمثل أقصى أحمال متوقعه ، وتشمل وزن كل من التالي:

أ- الأشخاص : وتختلف باختلاف نوع المبنى حسب الاستعمال.

ب- الأثاث : وهي أحمال استاتيكيه .

ت- الأجهزة والمعدات : التي تستخدم أثناء التنفيذ .

ث- المواد المخزنة.

ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع وطبيعة استخدام المبنى أو المنشأ من الجداول المعدة لهذا الغرض والتي تم الحصول عليها من الكود الأردني .

ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ:

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة

الرقم	نوع المنشأ	الأحمال الحية (KN/m^2)
١	المستشفيات • غرف المرضى • المعمل • غرف العمليات • غرف الأشعة	 ٢ ٤ ٣-٥ ٥-٨
٢	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	 ٣ ٤ ٥ ـ ١٠
٣	المدارس • الفصول الدراسية • السلالم • المكتبات	 ٣ ٤ ٦
٤	مباني سكنية • الغرف السكنية	 ٢
٥	القاعات والصالات • القاعات ذات المقاعد الثابتة • القاعات بدون مقاعد ثابتة	 ٤ ٥
٦	المحلات التجاري • المحلات الصغيرة • المحلات الكبيرة	 ٤ أو أكثر ١٠ أو أكثر
٧	المكتبات • غرف الاطلاع • غرف حفظ الكتب	 ٢.٥ ٤

بالإضافة إلى القواطع(Partitions) = KN/m^2 ١٢٥

(٣-٣-٣) الأحمال البيئية:

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية وتتضمن أحمال الهزات الأرضية والثلوج والرياح ، وهي متغيرة المقدار والموقع وفيما يلي بيان كل حمل على حدة:

(٣-٣-٣-١) أحمال الرياح :

وتعد أحمال الرياح من الأحمال المرتبطة بارتفاع المبنى عن سطح الأرض وسرعة الرياح والموقع من حيث الإحاطة بمباني مرتفعة أو موقع مرتفع ، وهي عبارة عن قوى أفقيه تؤثر على المبنى ، ويتم

حسابه بالاستعانة بمعادلات الكود الأردني حيث سوف يتم حساب هذه الأحمال في الفصول القادمة عند التصميم على الأحمال الجانبية .

(٣-٣-٣-٢) أحمال الثلوج:

حيث تم حسابها بالاعتماد على ارتفاع المبنى الموجود في منطقة بيت لحم عن سطح البحر ومقداره ٧٩٣م، حيث تم حسابها تبعا للبند الثالث من الكود الأردني كالأتي:

SL = (h-400) / 400

(٧٩٣ – 400)/ 400

= .90 kN /m²

وبما أن أحمال الثلوج اصغر من الأحمال الحية للمبنى فقد تم استبدال حمل الثلوج هذا بالأحمال الحية وذلك بهدف توحيد التصميم الإنشائي لعقدات الأسقف والسطح .

(٣-٣-٣-٣) أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال تؤثر على المنشأ بقوى أفقية ، وتؤدي إلى تولد عزوم ، مثل عزم اللي ، وتقاوم بجدران القص الموجودة في المنشأ ،وسيتم استخدام ال (UBC) لحساب القوى الناتجة عن الزلازل .

(٣-٣-٣-٤) أحمال الانكماش والتمدد :

وتكون نتيجة الانكماش والتمدد للعناصر الخرسانية للمبنى بسبب التباين في درجات الحرارة خلال فصول السنة ، تتولد اجهادات تؤدي إلى تشققات في المبنى ، حيث يتم تلافيها ومنع ظهورها باستخدام شبكة حديد Φ٨ وأيضا باستخدام فواصل التمدد.

(٣-٤) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون جميع المباني من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعتمد كل منها على الآخر لنقل ومقاومة الأحمال الرأسية والأفقية المؤثرة على المباني بحيث تحقق الأهداف التي من أجلها أنشئ المبنى.
ومن هذه العناصر:

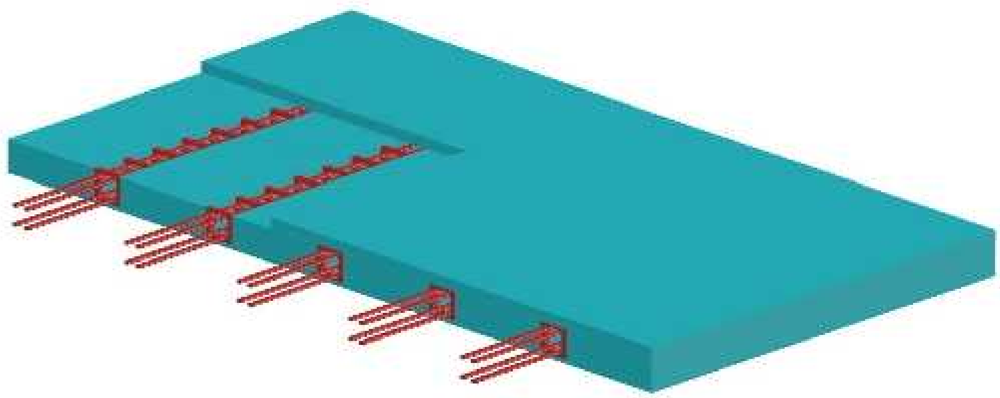
(٣-٤-١) العقدات :

وهو عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال من المستوى العمودي إلى العناصر الحاملة مثل الجدران والأعمدة ، وتوجد أنواع مختلفة وعديدة وشائعة الاستخدام من البلاطات الخرسانية المسلحة ، وسوف يتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

(٣-٤-١-١) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

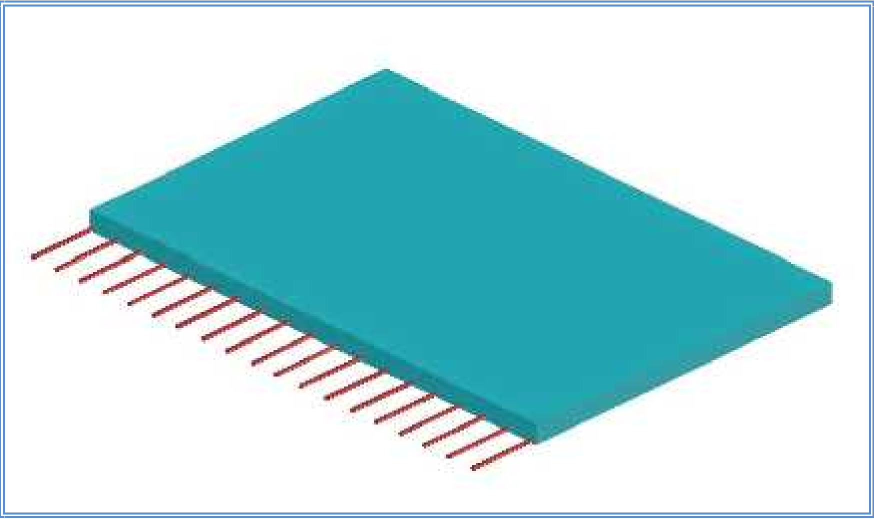
تستخدم في البحور التي تتراوح ما بين ٥ إلى ٧ متر ويتم استخدام طوب إسمنتي أو أي مادة مالئة أخرى ما بين الأعصاب ، وهي إما باتجاه واحد أو باتجاهين ، وتتكون من صف من الطوب يليه العصب ، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-١).



الشكل(٣-١): العقدة ذات العصب باتجاه واحد.

(٣-٤-١-٢) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

تستخدم في المناطق التي لا تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، والشكل (٣-٢) يوضح العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .



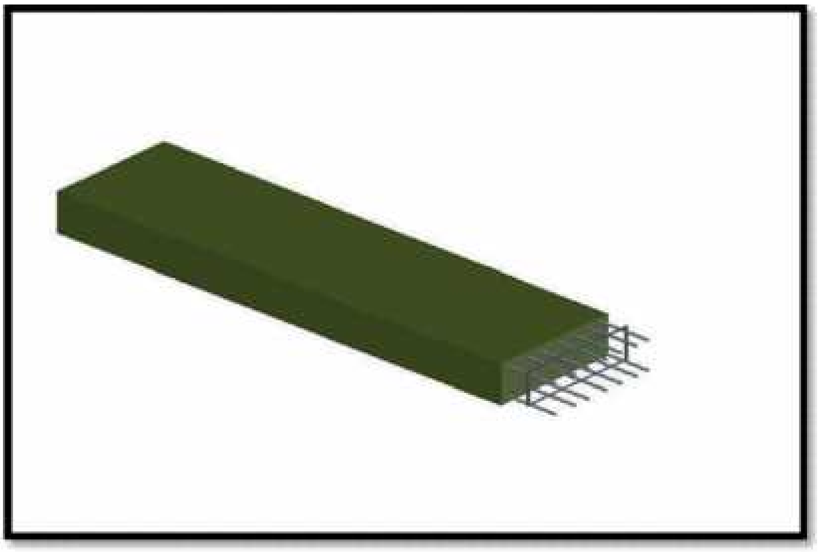
الشكل(٣-٢): العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

(٣-٤-٢) الجسور:

وهي عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال من العقدات إلى الأعمدة ولها أشكال مختلفة مثل مستطيلة أو **على شكل** T وهي نوعين: **جسور مسحورة** (أي مخفية داخل العقدات)، **والجسور** المدلاة وهي التي تبرز عن **العقدة** ، ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر وبالكانات لمقاومة قوى القص، ونظرا للمسافات القريبة بين الأعمدة نسبيا **والتي** لا تتجاوز الستة أمتار فضلا عن الأحمال غير العالية نسبيا **فأن الجسور التي ستستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة** .

,وتستخدم في المباني للأغراض التالية:

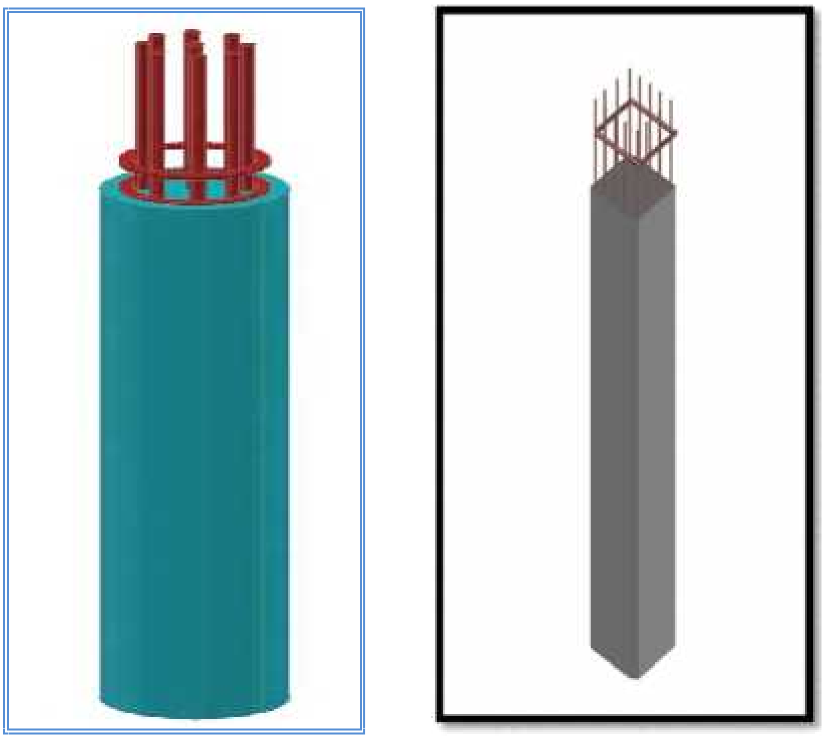
- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames)



الشكل (٣-٤-٢) جسر مسحور

(٣-٤-٣) الأعمدة:

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة التي تأخذ الأحمال من العقدات والجسور وتنقل الأحمال من الطوابق إلى الأساسات وللأعمدة أشكال مضلعة أو دائرية.

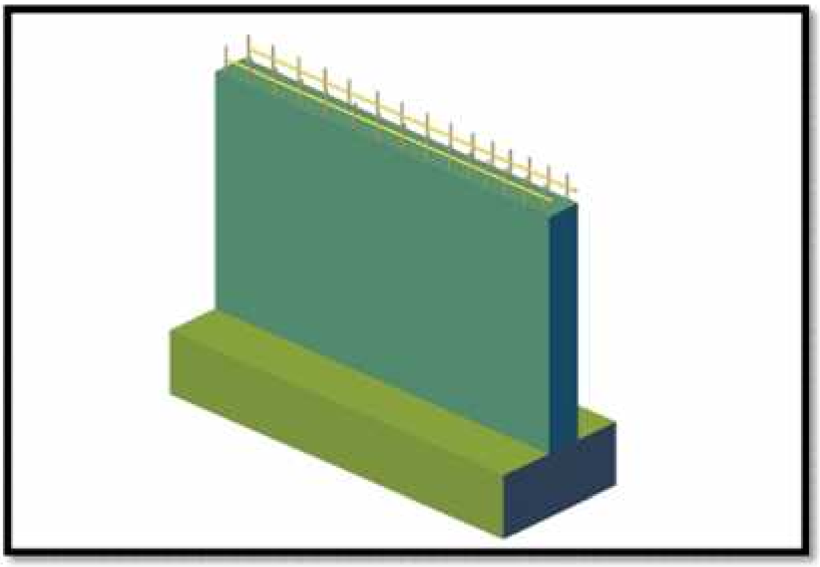


الشكل (٣-٤-٣): أنواع الأعمدة

(٣-٤-٤) جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية ، ويجب 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 العزوم .



الشكل (٣-٤-٤) جدار قص

(٣-٤-٥) الأساسات:

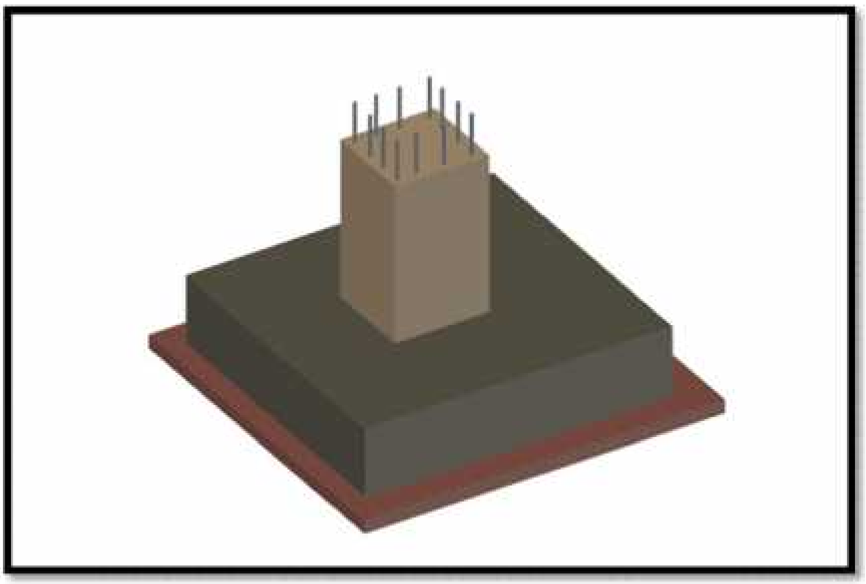
هي عبارة عن العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها نقل جميع الأحمال والقوى من جدران و أعمدة إلى الأرض ، و الأساسات عدة أنواع مختلفة منها الأساسات السطحية(shallow foundation) و الأساسات العميقة (deep foundation) ويكون تصميم الأساسات آخر خطوة في عملية التصميم ويعتمد نوع الأساس على عوامل مختلفة و أهمها .

أ- نوع التربة من حيث قوة تحملها.

ب- مقدار القوى المقولة إلى الأرض .

ت- المياه الجوفية أن وجدت .

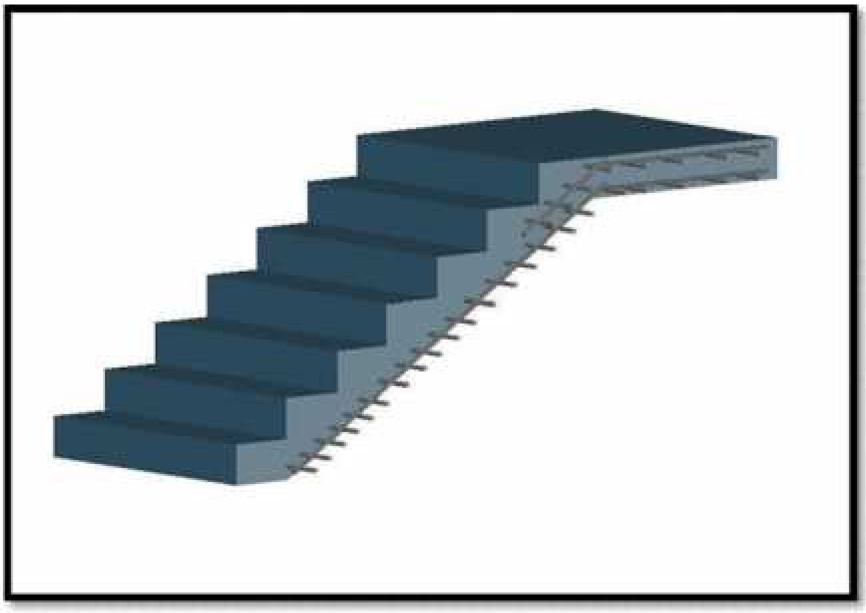
و هنا سنستخدم أساسات سطحية (shallow foundation) ذلك للأسباب التي سنتطرق لها لاحقا .



الشكل (٣-٤-٥) أساس مفرد

(٣-٤-٦) الأدراج:

الدرج هو عنصر إنشائي يستخدم للانتقال من مستوى إلى مستوى آخر **في الاتجاه العمودي**، ويتم التعامل معها في عملية التصميم كبلاطة مصمتة.

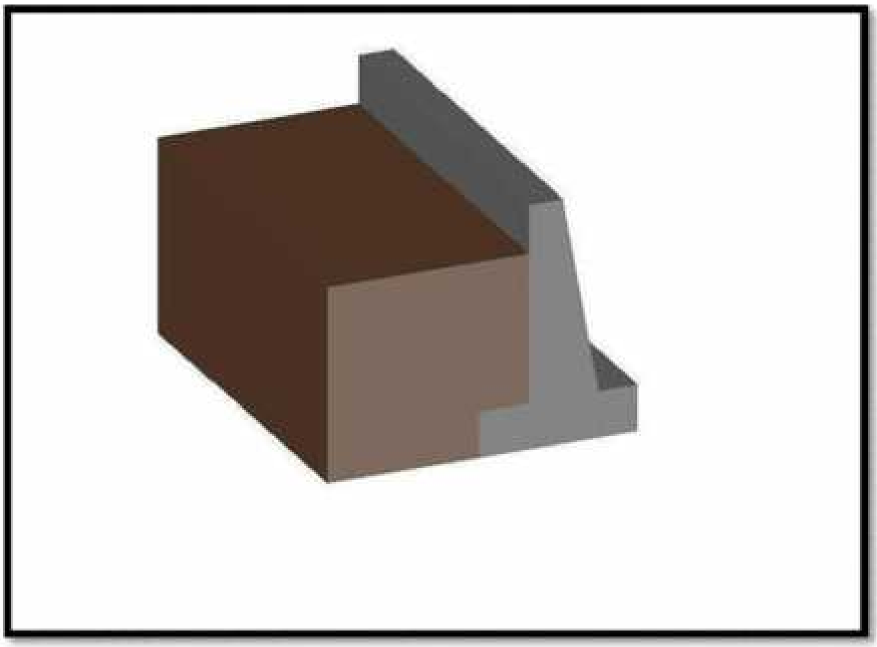


الشكل (٣-٤-٦) درج خرساني

(٣-٤-٧) 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 وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

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



الشكل (٣-٤-٧) جدار استنادي

(3-5) برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها:

١. AutoCAD (2007) for Structural and Architectural Drawings.
٢. Microsoft Office (2007) For Text Edition.
٣. Atir Software for Structural Calculations.

Chapter Four
Structural Analysis And Design

4.1 Introduction:

Concrete is reinforced to give it extra tensile strength; without reinforcement, many concrete buildings would not have been possible.

In this project there are several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using many computer software such as "ATIR" and "Prokon" .

To find the internal forces, deflections and moments in order to design the elements.

4.2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :-

will be determinate according to the limitation of deflection

According to table value in ACI-Code-318-05,

*Min h for one-end continuous = L/18.5

*Min h for both-end continuous = L/21

*Min h for simply support = L/16

The Lmax for one-end continuous= 5m

The Lmax for both -end continuous=4.97m

Min h for one-end continuous = L/18.5

= 500/18.5 = 27 cm

Min h for both-end continuous = L/21

= 497/21 = 23.66 cm

<u>Take h = 32cm. (</u>24cm block+8 cm topping)

(4.2.1) Calculation of dead load and live load for Topping:

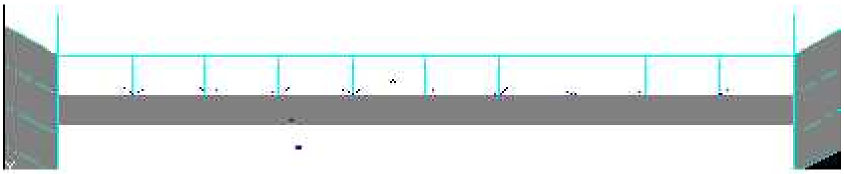


Fig. 4-1: Section of topping

1. Tiles and mortar = 2 kN/m²
2. Topping = (0.08) (25) = 2 kN/m²
3. Block = (0.24) (9) = 2.16 kN/m²
4. Plaster = (0.02) (22) = 0.44Kn/m²
5. Partion = (1.25) kN/m²

Total dead load for one way rib = 7.85 kN/m².

→for one meter strip dead = 7.85 kN/m.

Total live load for one way rib = 5 kN/ m

(4.2.2) Design of topping:-

q_u = 1.2 (DL) + 1.6 (LL)

= 1.2(7.85) + 1.6 (5)

= 17.42 kN/m²

$$M_U = \frac{q_u * L^2}{12}$$

$$M_U = \frac{17.42 * 0.4^2}{12} = 0.24 \text{ KN.m}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{1 * (0.8)^2}{6} = 1.066*10^{-3} \text{ m}^3$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{b * h^2}{6}$$

$Mn = 0.42\sqrt{30} * \frac{1000*(80)^2}{6} = 2.45$ KN.m

¤ $Mn = 0.55 * Mn$

¤ $Mn = 0.55*(2.45) = 1.347$ kN.m > 0.24 kN.m

No reinforcement is required.

Minimum reinforcement of Shrinkage&tempreture is required according to ACI cod:

$As_{min} = 0.0018 * b * d$

$= 0.0018 * 100 * 8 = 1.44\ cm^2$

➢Select Φ 8/25cm → $As_{prov.} = \pi * (0.8^2/4)*100/25=2\ cm^2/m>1.44\ cm^2/m$

in both directions

(4.2.3) limitation of spacing between bars:-

Smax =5*t =5*8=40cm

Or S= 45 cm

→25cm<45 OK

(4.2.4) shear design:-

¤ $Vc>Vu$

d= 8 - 2- 0.4 = 5.6 cm for topping.

$(0.75)(1/6)(1000)(56)\sqrt{30}$

$=38.34$ kN>3.5 kN=Vu

(4.3) calculation of width of rib

be= L/4= 5/4=1.25m

be= bw+16t= .12+16*.08=1.4 m

be=bw+.5Lc1+0.5Lc2=.12+0.5*.4+.5*.4=0.52 cm

take be = 0.52 which smaller one.

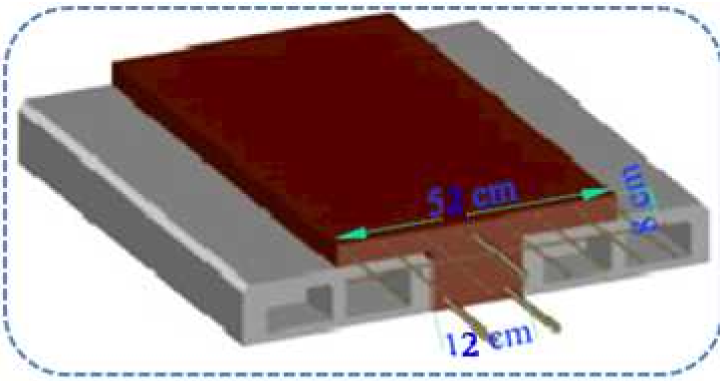


Fig. 4-2 Section of one-way ribbed slab

(4.3.1) Calculation of dead load and live load for Topping:

1. Tiles = (0.52) (2) = 1.04 kN/m
2. Topping = (0.52) (0.08) (25) = 1.04 kN/m
3. Block = (0.4) (0.24) (9) = 0.864 kN/m
4. Plaster = (0.52) (0.02) (22) = .228Kn/m
5. Partion = (1.25)(0.52) =0.65 kN/m
6. Rib = =0.12*0.24*25 = 0.72 kN/m

Total dead load for one way rib = 4.54 kN/m

Total live load for one way rib = (5)*(0.52)= 2.6 kN/ m

(4.4)Design of ribs (R1)

Load on rib

Total dead load for one way rib = 4.54 kN/m

Total live load for one way rib = (5)*(0.52)= 2.6 kN/ m

Moments: spans 1 to 2

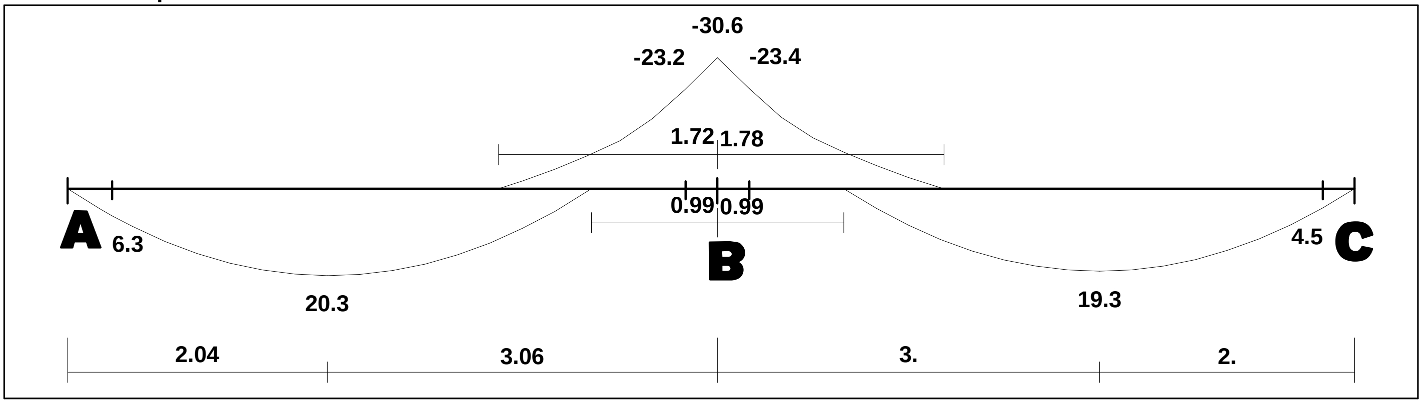


Fig. 4-3: moment in one-way ribbed slab

(4.4.1) Design of negative moment

Support B :-

Mu = - 23.4 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{23.4}{.9}$ = 26 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 26/120(290) ² = 2.57 Mpa

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

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

$\circ = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(2.5)}{412}}) = 0.0067$

ρreq= 0.0067

As $_{req.}$ = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.0067* 120 * 290 = 232.8 mm^2

As min =(0.25/fy) $\sqrt{fc}$ $* b * d$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}$ * 120 * 290

As min =103.4 mm^2

Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=118.25 mm^2

⇨ Asmin. = 118.25 mm^2

⇨ $As_{req.}$ = 232.8 mm^2

➢ Select 2Φ 14 With As = 307.7 mm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As * fy = 0.85 * fc' *a * b

(232.8) * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a

➢a=37.5 mm

X=a/.85= 37.5/.85 = 44.2

ξS= (d/x *.003)-.003 = ((290/44.2) *.003)-.003 =0.02

⇨0.02 > 0.005

⇨Ok

(4.4.2) Design of Positive Moment:

This design for 4.95 m , 4.96 m spans are as follows:-

Effective Flange width (b_E) according to ACI Code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 4.05 / 4 = 101cm

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

$b_E = b_w$ + .5L C1+.5LC2 = 52 cm……………….. Control

Span (1):
Mu = 19.1 KN.m
Mn = Mu/Ø= $\frac{19.1}{.9}$ = 21.2 KN.m

Check if a<t:
Assume a = t
C = 0.85* fc' * t * b_E
C = 0.85 * 24 * 80 * 520 = 849 KN.m

$$Mn = C * \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

Mn=849*(29-8/2)= 212 KN
23.11<212
⇨t < a
➤ Design of rectangular section with b = be:

Rn = Mn/bd^2 =19.1/520*290^2

Rn = 0.44 MPa

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.44)}{412}}) = 0.001$$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.001 * 520 * 290 = 161.6\ mm^2$

$As\ min = 0.25\ \sqrt{fc} * b * d / Fy$

$As\ min = (0.25/412)\sqrt{24} * 120 * 290$
$As\ min = 103\ mm^2$
Not less than $1.4*b*d/fy = 1.4*120*290/412 = 121.8\ mm^2$

➢ Select 2Φ 12With As = 226 mm^2
For all positive moment.

(4.4.3)Design of shear:

Shear

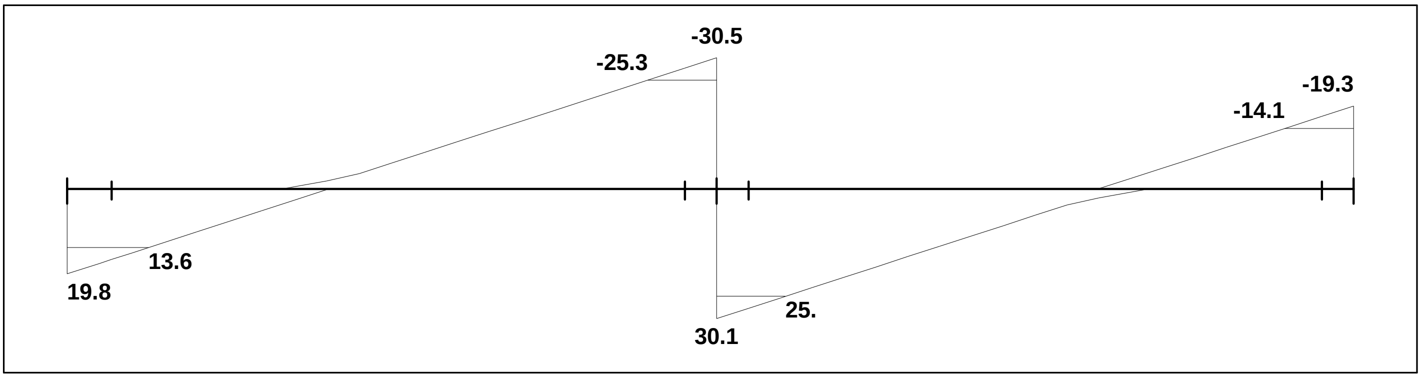


Fig. 4-4: Design of shear:

$$V_u max = 25.3KN$$

$$0.5\Phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$= 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 290 = 10.7KN$$

$$Ø*Vc = 0.75* \frac{1}{6}\sqrt{24} *120*290 = 21.3KN$$

minØ*Vs =0.75*bw*d/3 =0.75*120*290/3 = 8.7 KN
*Min Shear reinforcement is required

Select Ø8 with 2 legs

Av = π* $\frac{D^2}{4}$ *No of legs

Av = 3.14* $\frac{8^2}{4}$ *2

Av = 100 mm^2
Ø*Vs= 0.75*Av*d*fy/s
S =.75*100*412*290/8700
S = 1 m

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \ cm$$

$$(S) \le 60 \ cm$$

We assume s =12.5 cm.
From ACI cod 11.5.6
Avmin =(1/16fy)bw*s* $\sqrt{fc}$
Avmin = (1/3)bw*s/fy.
→Avmin = (1/16*412)*120*125*√30 =12.5mm^2
→ Avmin =(1/3)*120*125/412 = 12 mm^2

SO use the smallest of the three limitations

(s)=14.5 cm

Use 1Ø8 @100 mm

(4.5) Design of Beam (1):

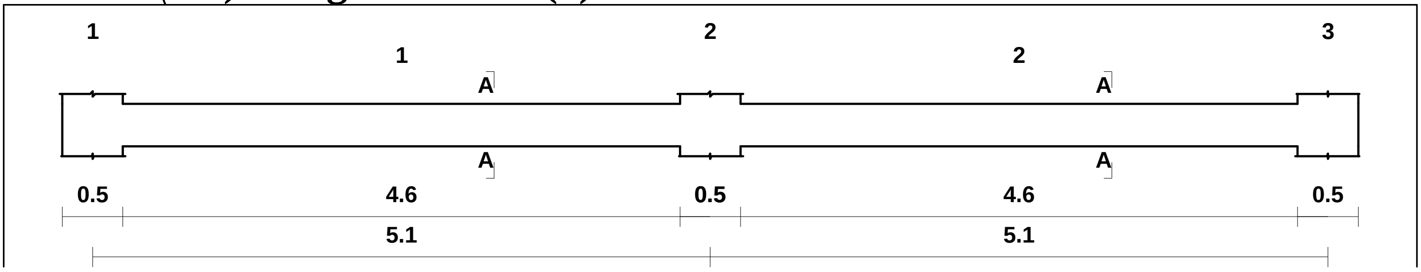


Fig. 4-5: Design of Beam (1):

Calculation of thickness and dimension:

Determination of beam width:

d = 32-4-1-1 = 26 cm

$\varepsilon y = \frac{Fy}{Es} = \frac{412}{20000} = 0.002$

$\frac{Xb}{0.003} = \frac{26}{0.005}$

➢Xb = 15.5 cm.

$a_b = \beta * X_b = 0.85*15.5 = 13.1$ cm

T=C ➢$0.85x\ fc' * b * a_b = \rho_b * b * d * fy$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times fc' \times b \times a_b}{b \times d \times fy} = \frac{0.85 \times fc' \times a_b}{d \times fy}$$

$= \frac{0.85*24*13.1}{26*412} = 0.03$

but $\rho_{max.} = 0.63 * \rho_b$

➢ $\rho_{max.} = 0.63 \times 0.03 = 0.0196$

➢ $\rho = 0.5\ \rho_{max} = 0.375\ \rho_b$

➢ $\rho = 0.375*0.03 = 0.011$

Moments: spans 1 to 2

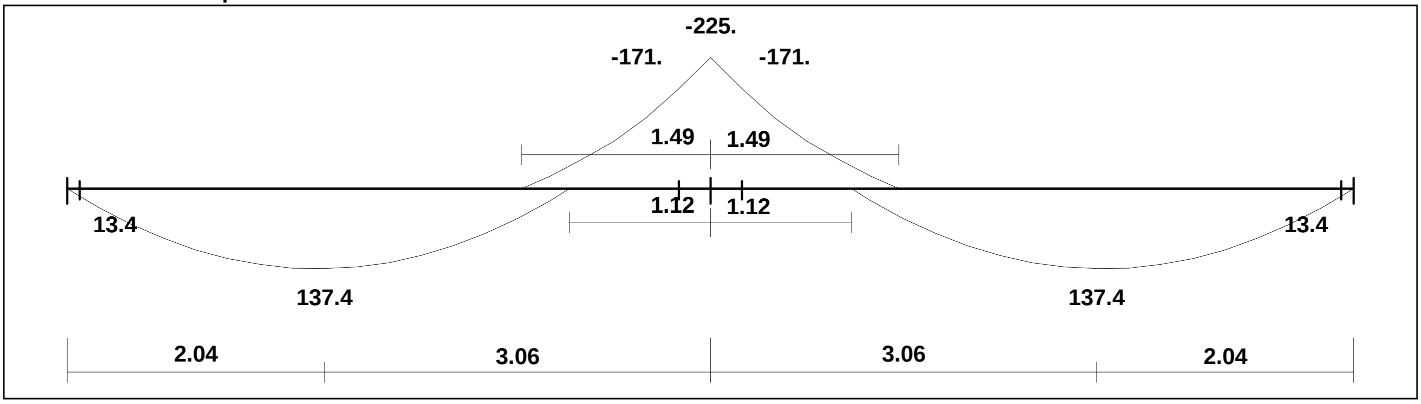


Fig. 4-6: Design of moment of Beam (1):

Max Dead reation = 19.5KN →=19.5/0.52 = 37.5 KN/m.+21 KN/m from the wall
Max Live reation = 9 KN →=9/0.52 = 17 KN/m. this forces are factored

M_u max. = 171 KN.m …….. from the fig (4.6)

Mn = Mu/Ø= $\frac{171}{.9}$ = 190 KN.m

Rn= ρ*fy(1-0.5 ρm)
Rn = 0.011*400(1-(0.5*0.011*20.2)) = 3.9 Mpa
Rn = Mn/bd²
3.9= 171*10^6/b(260²)
➢b = 64.8 cm
take b= 65 cm.

(4.5.1) Design of Positive Moment:-

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

$A_{s\ min}$=(650)(260)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*560*260/412 not less than.

➢$A_{s\ min} = 5.2cm^2$

Span (1):

Mu = 137.4 KN.m ………from fig (4.6)

Mn = Mu/Ø= $\frac{137.4}{.9}$ = 152.6 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 152.6^6/650(260) ² = 3.47Mpa

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

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 3.5/412}$)

ρReq=0.009

As $_{req.}$ = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.009* 65 * 26 = 15.2 cm^2> As min = 5.2 cm^2

⇨ As $_{req.}$= 15.2 cm^2

➢ Select 4Φ 25 With As = 19.62 cm^2

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' × b × a

1962 × 420 = 0.85 × 24 ×650× a

➢ a=62 mm

X=a/.85= 62/.85 = 73

ξS= (d/x *.003)-.003 = ((290/73) *.003)-.003 =0.009

⇨0.009 > 0.005 ok

(4.5.2) Design of negative moment

Mu = - 171 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{171}{.9}$ = 190 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 190^6/650(260) ² = 4.3 Mpa

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

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 4.3/412}$)

ρReq=0.01

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.01* 65 * 26 = 16.9cm^2>As min = 5.2cm^2.

⇨ As $_{req.}$= 16.9 cm^2

➢ Select 4Φ 25 With As = 19.62 cm^2

Check As $_{req<}$ As $_{max}$

T=C

0.85*24*a*650=1690*412

➔a=52.5 mm

X=a/B = 52.5/0.85 = 62 mm.

➔$\frac{0.003}{0.003+ \varepsilon s}$= 6.2/26 ➔$\varepsilon s = 0.009 > 0.005$ OK.

(4.5.3) Design of shear

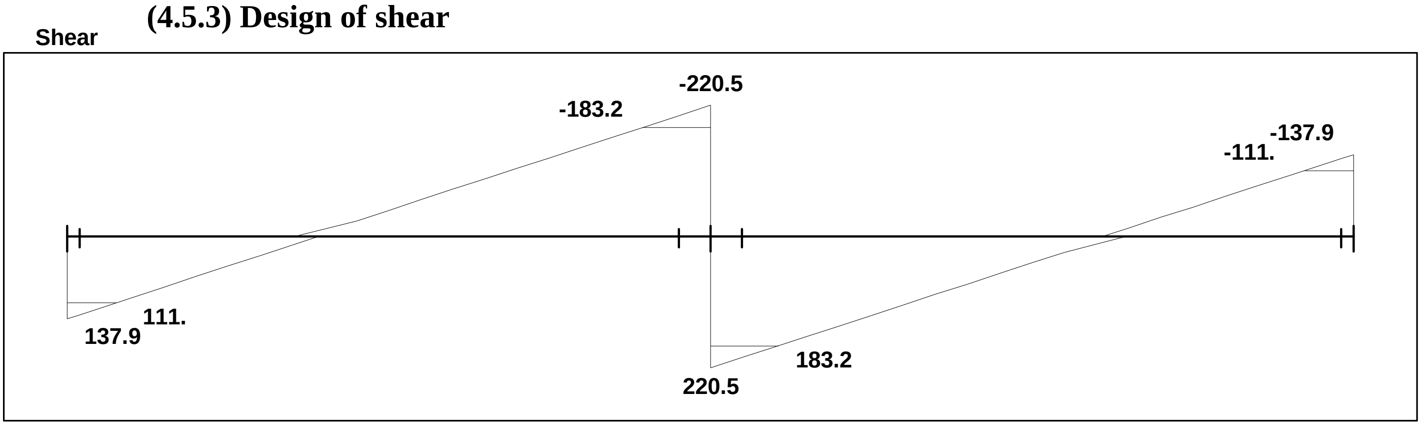


Fig. 4-7: Design of shear of Beam (1):

V_u =183 KN………………..As shown in Fig. (4.9)

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$\Phi V_c = 0.75*650*260*\sqrt{24}/6=103$ KN.

$$\min \Phi\, Vs_{\min.} = 0.75\left(\frac{1}{3}\right)bd$$

min. $\Phi\, Vs_{\min}$ = 0.75*65*26/3 =42 KN

(ΦV_c + $\Phi\, Vs_{\min}$) = 103+42 = 145 KN

$\Phi \sqrt{fc}$ bw d/3 = 0.75*$\sqrt{24}$*650*260/3=206 KN

Vu $_{max.}$ ≤ (ΦV_c + Φ *b*d* $\sqrt{fc}$/3)

183 ≤ 103+206=309 KN

$\therefore$ *Category*(4) *Satisfy* :

Φ Vs = Vu max - ΦV_c .

Φ Vs = 183 – 103 = 80 KN

Select Av Φ 10 stirrups with 2Legs

⇨Av = 157 mm^2

$\Phi * Vs = \dfrac{\Phi * Av * Fy * d}{Sreq}$ ⇨S_{req} =0.75*157*412*260/80^3=157 mm

But S ≤ $\frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$ & S ≤60 cm

➢ Select Φ 10 @ 14 cm.

(4.6) Design of column (C15)

(4.6.1) Design of Cross Sectional Area:

The Max reaction = 483.4 **KN**.

own weight=14.4 KN.

➔qu = 483.4+14.4= 498.8

= 498.8*3 = 1496 **KN**

Pu = 1496 KN

Pn req = 1496/0.65= 2302 KN

Use ° = ° g =1.5 %

2302×10^3 = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 * Ag {0.85(24)+0.015(412-(0.85)(24))}

Ag = 1180 cm^2

Try 40cm x 30cm => Ag = 1200cm^2 > $Ag_{req.}$ = 1180 cm^2

Lu= 3.6m

$M_1 = M_2 = 1$

K=1

r = 0.3×h = 0.3×0.3 = 0.09

Chick for Slenderness:

$$\left(\frac{KLu}{r}\right) < (34-12)\frac{M_1}{M_2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

M_1: the smaller of end moment on the member.

M_2: the larger of end moment on the member .

$$\Rightarrow \left(\frac{Klu}{r}\right) = \left(\frac{1x3.5}{0.3x0.30}\right) = 38.88 > 22$$

☞Long Column & Slenderness effect must be considered.

(4-6-2) Design of reinforcement

$$EI = \left(\frac{0.4E_cI_g}{(1+\beta_d)}\right)$$

Where:

Ig: Gross moment of inertia ignoring steel.

βd: (Factored axial dead load)/(Factored axial total load).

Ec= 4750 $\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24}$ =23227.5Mpa

$$\beta_d = \frac{1.2\,D_L}{1.2D_L + 1.6L_L}$$

Bd = 329/483 = .68

$$I_g\,5\,\frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.50\times(0.30)^3}{12} = 1.35\times10^{-3}\ m^4$$

➔ $EI=0.4*23227.5*1.35\times10^{3}/(1+.68)$ =7.46 MN.m^2.

$$P_{Critical} = \frac{\pi^2\times EI}{(K\times L_u)^2}$$

= 5.6 MN

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1.0$$

$$\delta ns = \left(\frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{Critical})}\right) \geq 1$$

$$\delta ns = \left(\frac{1}{1-(1632/0.75\times193.4)}\right) = 1.58 > 1$$

$$e_{min} = 15 + (0.03\times h)$$

$$e_{min} = \frac{15+(0.03\times300)}{1000} = 0.024\,m$$

$$e_{req.} = e\times\delta_{ns} = 0.024\times1.58 = 0.038\,m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.038}{0.3} = 0.127$$

From Interaction Diagram(Fig. 4-8):

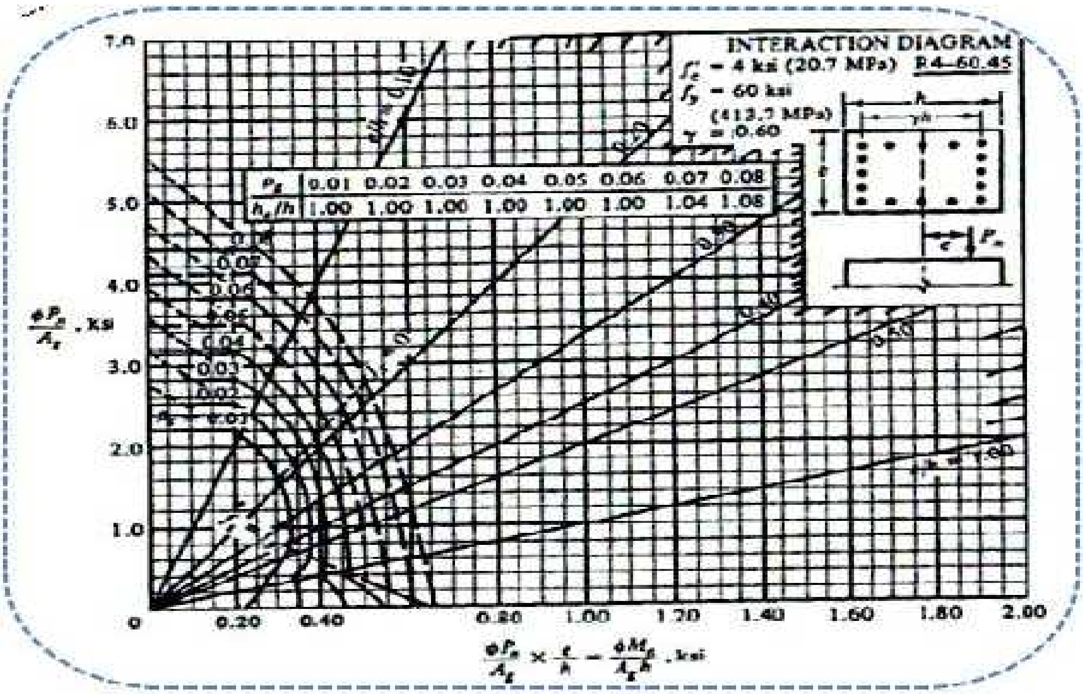


Fig. 4-8 Interaction Diagram.

$$\frac{\Phi Pn}{Ag} = \frac{2302 * 103}{0.5 * 0.3} * \frac{145}{1000} = 2\ Psi$$

fc' =30 Mpa = 4.35Ksi use 4 Ksi

Fy = 412Mpa =60.9 Ksi use 60 Ksi

d' = 4+1+1= 6cm

d = 30 - 6 = 24cm

$$\gamma = \left(\frac{d - d'}{h}\right) = \left(\frac{24 - 6}{30}\right) = 0.6$$

From chart ° g < °$_{min}$

⇨ °$_g$ = 0.01

2302×10^3 = 0.8 120000 {0.85 fc' + °g (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 * 120000 {0.85(24)+ °g (412-(0.85)(24))}

→ °g = 0.01

$As = °_g \times b \times h$

$As = .01*40*30=12\ cm^{2.}$

Use $\Phi16$ with $As = 2.01\,cm^2$

NO of bar = (12/2.01) = 5.97 $cm^{2.}$

Check $\Phi P_n > P_u$

$As_{provided}$ for $8\Phi16 = 16.08\,cm^2$

$$\Phi\,Pn = 0.65\times0.8\left[0.85fc'(Ag-Ast)+fy\times Ast\right]$$

$$\Phi\,Pn = 0.65\times0.8\left[0.85fc'(150000-1608)+(420\times1608)\right]$$

$\Phi Pn = 2318.8\ KN > 2302\ KN$

OK.

4-6-3) Design Of The Tie Reinforcement:

Use Φ 10 ties.

Spacing ≤ 16 Ξ d_b (Longitudinal bar diameter)

=16 Ξ 1.6=25.6 cm.

≤ 48 Ξ d_t (ties bar diameter) = 48 Ξ 1.0=48cm.

≤ Least dimension=30cm.

Use " Φ 10" ties @ 25 cm spacing.

☞Use **50cm×30cm** with **8 Φ 16 bars**. with **Ø 10 ties @ ٣٠cm** spacing .

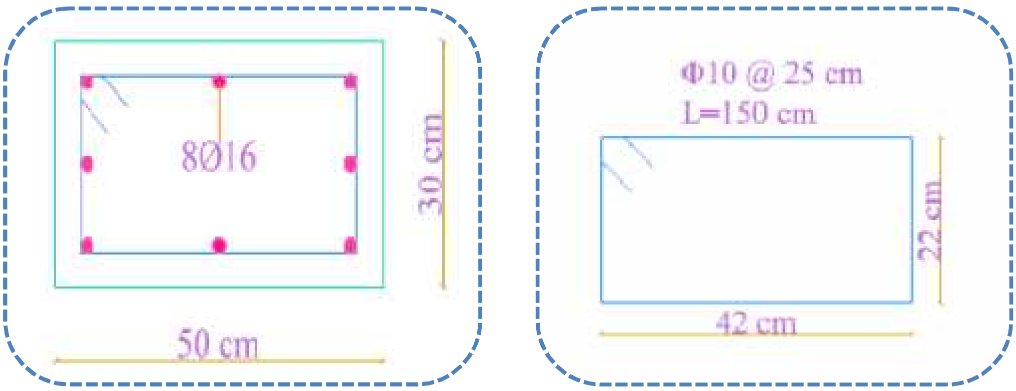


Fig. 4-9 Reinforcement of Column.

4-7 Design of Stairs:

(4-7-1) Design of the First Stair:

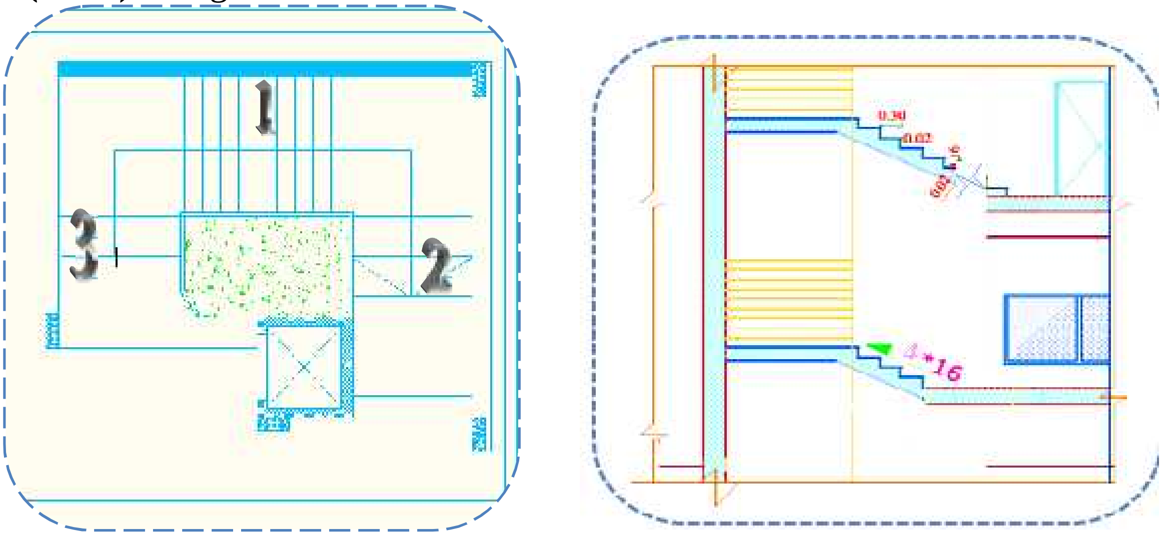


Fig. 4-11 Design of Stair.

4-7-1-1 Determination of Loads on Stair:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$$

h =150/20 =7.5cm

h = 300/20 =15cm

Select h = 15 cm

$$- = \tan^{-1}\left(\frac{16}{30}\right) = 28.8^{\circ}$$

$$\text{(DL) Plaster} = \frac{(0.03m)(22kN/m^3)}{\cos 28.8} = 0.753 kN/m^2$$

$$\text{(DL) H – plate} = 0.04 * 22 * \frac{0.33}{0.30} = 0.968 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{(DL) V – plate} = 0.03 * 22 * \frac{0.16}{0.30} = 0.363 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{(DL) Plate cover} = \frac{(0.15m)(25kN/m^3)}{\cos 28.8} = 4.28 kN/m^2$$

$$\text{(DL) Stair} = \left(\frac{0.16m}{2}\right) * 25 kN/m^3 = 2.06 kN/m^2$$

(DL) H – mortar = 0.03 * 22 = 0.66 KN/m^2

(DL) V – mortar = 0.03 * (0.165/0.3) * 22 = 0.363 KN/m^2

Total dead load = 12.6 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load

Wu **= (**1.2×12.6) + (1.6×5)

Wu = 23.12 kN/m^2**.**

for 1m of the stair slab

Wu = 23.12 kN/m**.**

4-7-1-2 Determination of Loads on landing:

Dead Loads Of Landing:

(DL) Concrete Plat = 0.15×25 = 3.75 KN/m^2

(DL) mortar = 0.02×22 = 0.44 KN/m^2

(DL) Tiles = 0.03×22 = 0.66 KN/m^2

(DL) Plaster = 0.02×22 = 0.44 KN/m^2

Total Dead Loads of Landing = 5.3 KN/m^2

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load

Wu **= (**1.2×5.3) + (1.6×5)

Wu = 14.3 kN/m^2**.**

for 1m of the stair slab

Wu = 14.3 kN/m**.**

4-7-2 Design of positive moment:

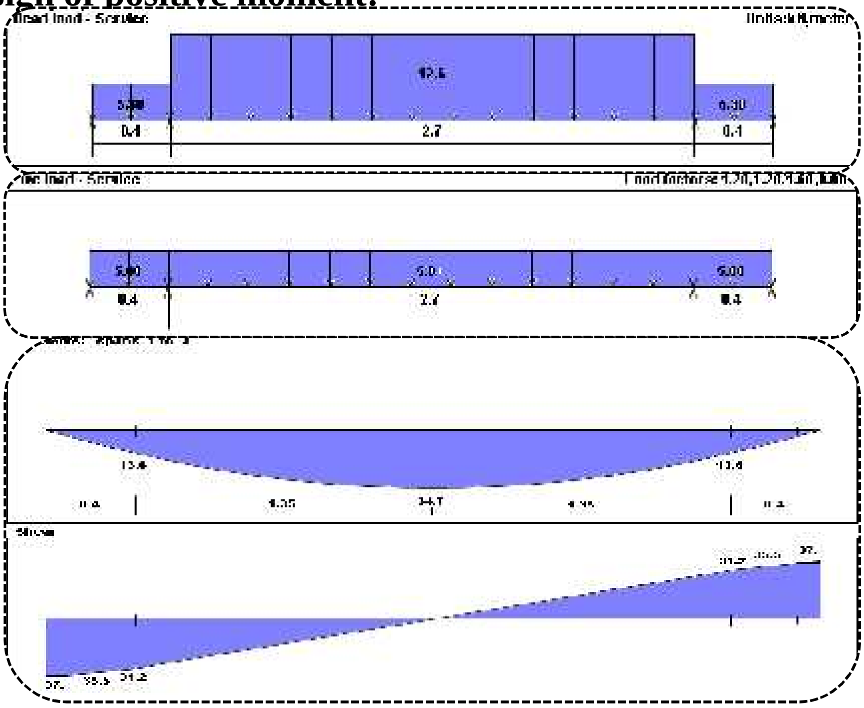


Fig. 4-12 Moment & Shear diagram of the First Stair.

From

Moment Diagram(Fig4-12)

Mu = 34.7 KN.m

using Φ 12bars

d = 15-2-0.6 = 12.4 cm.

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$

$Mn = Mu/Ø = \frac{34.7}{.9} = 38.4$ KN.m

$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 38.4^6/1000(124)^2 = 2.66$ Mpa

$\rho Req = 1/m\ (1- \sqrt{1-2mRn/Fy})$

$\rho Req = 1/20.2\ (1- \sqrt{1-2*20.2*2.66/412})$

ρReq=0.0069

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.} = 0.0069 * 100 * 12.4 = 8.36\ cm^2/m$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min} = (1000)(123)(0.25)\sqrt{24}/412 \geq 1.4*1000*123/412$ not less than.

➢$A_{s\,min} = 4.2cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

$As = 0.0018\times b\times h$

$As = 0.0018\times 100\times 15 = 2.7\ cm^2/m$

➢ Select Φ 14/15cm

With As $=\pi*\frac{(1.4)2}{4}*100/15= 10.25\ cm^2 > 8.36\ cm^2/m.$

4-7-2-1 Check of Strain:

Check $As_{req} < As_{max}$

T=C

0.85*24*a*1000=836*412

➔a=16.88 mm

X=a/B = 16.88/0.85 = 19.86 mm.

➔$\frac{0.003}{0.003+\varepsilon s}$ = 19.86/124 ➔$\varepsilon s = 0.015 > 0.005$ OK.

4-7-2-2 Development Length of Bars:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}}\alpha\times\beta\times\gamma\times d_b$$

For Φ14 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1*1.4=58cm or Ld= 40**Φ**=56cm

Use Ld = 60 cm.

4-7-2-3 Lateral Reinforcement:

$As = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 100\times 15 = 2.7\ cm^2/m$

$0.2\times As = 0.2\times 8.68=1.7\ cm^2/m$

$\Rightarrow As = 2.7\ cm^2/m.$

☞ Select Φ 8 with $As = 0.5\ cm^2$.

S=$\frac{0.5}{2.7}$*100= 18

Select S=15 cm

As= $\frac{0.5}{15}$*100 = 3.3

4-7-3 Design of the Second Stair:

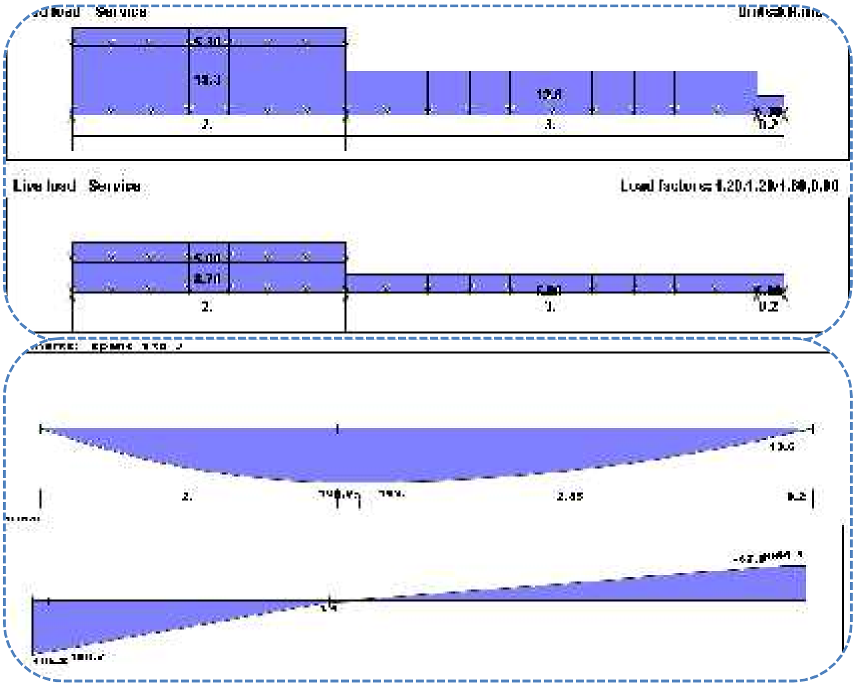


Fig. 4-13 Moment & Shear diagram of the second Stair.

Total un Factored dead Loads of Landing = 5.3+19.3 = 24.6 kN/m.

Total un Factored live Loads of Landing = 5+8.7 = 13.7 kN/m.

Un Factored Loads of Stairs as Shown in the First Stairs (For 1m Strip) =12.6 kN/m.

Mu = 109 KN.m

using Φ 20bars

d = 15-2-1 = 12 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{109}{.9} = 121 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 121\ \text{^}6/1000(120)^2 = 8.4 \text{ Mpa}$$

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)
ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*8.4/412}$)
ρReq=0.028

$A_{s\ req.} = \rho * b * d$
$A_{s\ req.} = 0.028 * 100 * 12 = 34.67\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min}$=(1000)(120)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*1000*120/412 not less than.

➢ $A_{s\ min} = 4.2cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×15 = 2.7 cm^2/m

➢ Select Φ 28/15cm
With As =π*$\frac{(2.8)2}{4}$*100/15= 41 cm^2 /m.

4-7-3-1 Check of Strain:

Check $A_{s\ req} < A_{s\ max}$

T=C

0.85*24*a*1000=3467*412

→a=70 mm

X=a/B = 70/0.85 = 82.37 mm.

→ $\frac{0.003}{0.003+\varepsilon s}$ = 82.37/120 →εs = 0.001 < 0.005 Not OK.

4-7-3-1-1 Recalculate for stair:

Take h= 20 cm →d= 20-2-1= 17 cm.

Mn= 121 KN→Rn= 4.18 → ρ= 0.01

As= 0.01*100*17= 19.54 cm^2 /m.

4-7-3-1-2 Check for minimum reinforcement:

➢ $A_{s\ min} = 7\ cm^2$ & ➢ $A_{s\ for\ shrinkage} = 3.5\ cm^2$

➢ Select Φ 20/15cm
With As =π*$\frac{(2.0)2}{4}$*100/15= 20.9 cm^2 /m> 19.54 cm^2 /m. OK

4-7-3-1-3 Recalculate of Strain:

→ εs = 0.008 < 0.005 OK.

4-7-3-2 Development Length of Bars:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}}\alpha\times\beta\times\gamma\times d_b$$

For Φ20 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1*1.2=83 cm or Ld= 40**Φ**=80cm

Use Ld = 80 cm.

4-7-3-3 Lateral Reinforcement:

As = 0.0018×b×h = 0.0018×100×20 = 3.5 cm^2/m

0.2×As = 0.2×19.54=3.9 cm^2/m

⇒ As = 3.9 cm^2/m.

☞ Select Φ 10 with As = 0.785 cm^2.

S=$\frac{0.785}{2.7}$*100= 29

Select S=15 cm

As= $\frac{0.785}{15}$*100 = 5.2 cm^2.

4-7-4 Design of the third Stair:

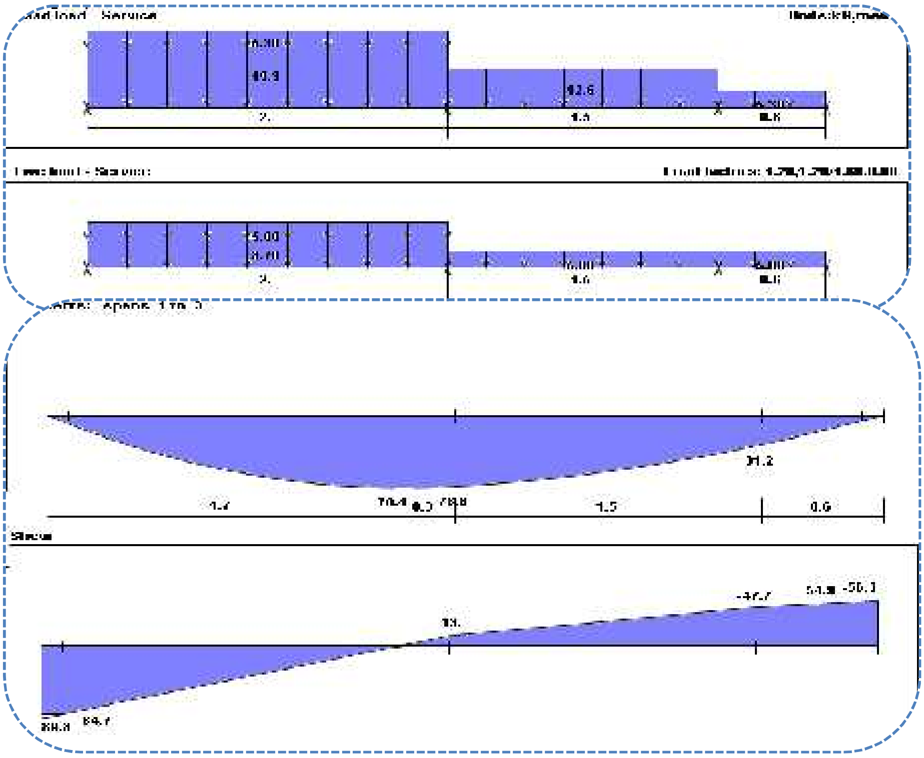


Fig. 4-27 Moment & Shear diagram of the Second Stair.

Mu = 78.2 KN.m

using Φ 20bars

d = 15-2-1 = 12cm.

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{78.2}{.9} = 86.85 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 86.85\text{\^{}}6/1000(124)^2 = 6 \text{ Mpa}$$

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*6/412}$)

ρReq=0.017

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.017* 100 * 12.4 = 21.4 cm^2

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min}$=(1000)(120)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*1000*120/412 not less than.

➢$A_{s\ min}$ = 4.2cm^2

For Shrinkage &Temperature :

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×15 = 2.7 cm^2/m

➢ Select As_{req} =21.4 cm^2
➢ Select Φ 28/15cm
With As =π*$\frac{(28)2}{4}$*100/15= 41cm^2 /m >33.48 cm^2/m

4-7-4-1 Check of Strain:

Check $As_{req<}$ As_{max}

T=C

0.85*24*a*1000=2140*412

➔a=43.2 mm

X=a/B = 43.2/0.85 = 50.8 mm.

➔$\frac{0.003}{0.003+\varepsilon s}$ = 50.8/120 ➔εs = 0.004 < 0.005 NOT OK.

4-7-4-1-1 Recalculate for stair:

Take h= 20 cm →d= 20-2-1= 17 cm.

Mn= 86.85 KN→Rn= 3 → ρ= 0.007

As req= 0.007*100*17= 13.4 cm^2 /m.

4-7-4-1-2 Check for minimum reinforcement:

➢$A_{s\ min}$ = 7 cm^2&➢$A_{s\ for\ shrinkage\ =}$ 3.5 cm^2

➢ Select Φ 16/15cm
With As =π*$\frac{(1.6)2}{4}$*100/15= 13.4 cm^2 /m= As req. OK

4-7-4-1-3 Recalculate of Strain:

→ εs = 0.012 < 0.005 OK.

4-7-4-3 Development Length of Bars:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}}\alpha\times\beta\times\gamma\times d_b$$

For Φ16 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1*1.6=67 cm or Ld= 40*Φ*=64cm

Use Ld = 70 cm.

4-7-4-4 Lateral Reinforcement:

As = 0.0018×b×h = 0.0018×100×17 = 3.5 cm^2/m

0.2×As = 0.2×13.4=2.68 cm^2/m

⇒ As = 3.5 cm^2/m.

☞ Select Φ 8 with As = 0.5 cm^2.

S=$\frac{0.5}{2.7}$*100= 18

Select S=15 cm

As= $\frac{0.5}{15}$*100 = 3.3 cm^2/m

4-8 Design of Mat Foundation:

4-8-1 Load calculation :

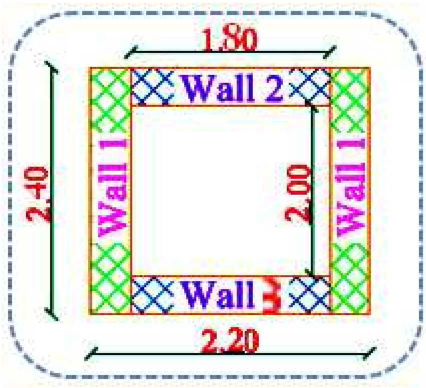


Fig. 4-28 Geometry of Mat Foundation.

Dead Loads of Wall (1) per meter = H × (W) × γc

= 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

q_U from solid elevator slap on each wall = 21 KN/ m.

factored Load of wall = 99 KN/ m.

Load of wall (3) from beam &ribs = 112 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (1) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (2) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (3) = 21+99+112 = 232 KN/ m.

P total on shere wall = ((120×2.40×2)+(120×1.8)+(232×1.8)) = 1209.6 KN.

$$A_{Req.} = \frac{\text{Total Factored Load}}{1.4\times\text{Allowable Bearing Pressure}}$$

Areq= $\frac{1209.6}{1.4*500}$ = 1.8 m^2

Use A = 2.6 × 2.4 m,

☞A = 2.6×2.4 = 6.24 m^2 > $A_{Req.}$=1.8 m^2

\

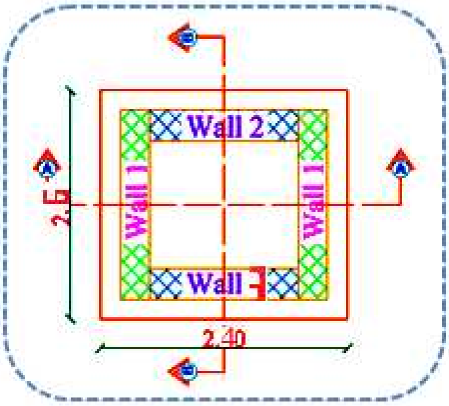


Fig. 4-29 Required Sections for Design.

4-8-2 Determination of Footing Depth:

→(121*2|2.6*1) = 93 KN/ m²

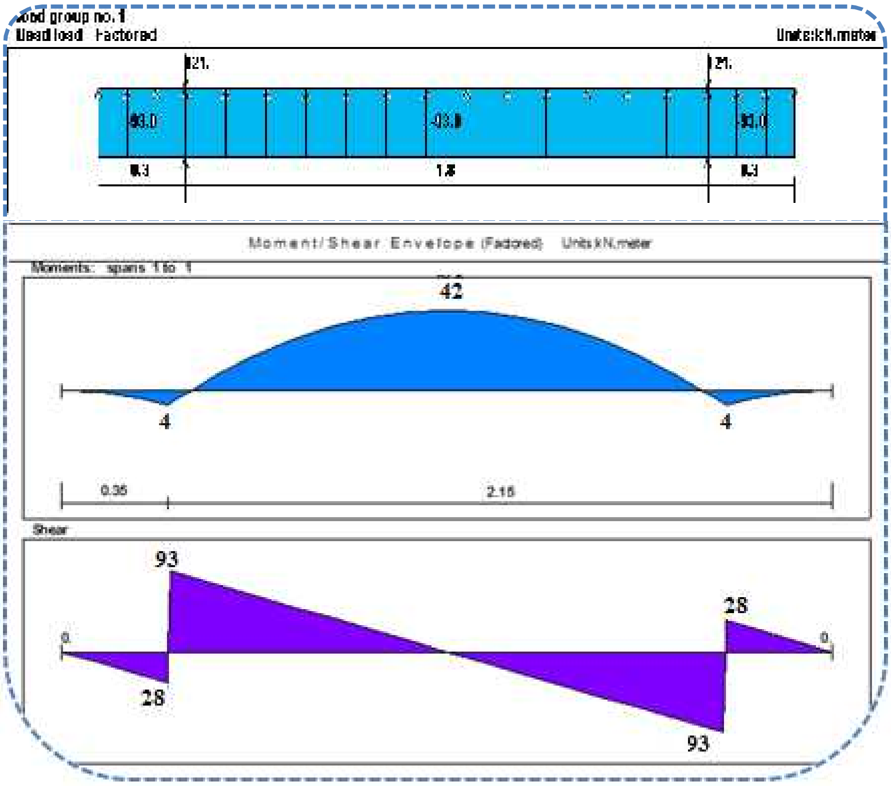


Fig. 4-30 Shear &Moment Envelope of Mat Footing Section A-A.

Vu =93 KN…(From Fig. 4-24)

$$\Phi\times V_c = \Phi\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\times b_w\times d \;=\; 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times1000\times d = 684.65d$$

Let Vu = Φ Vc.

$93\times1000 = 684.65$ d

⇨ d = 14 cm

Assume Φ10 for main reinforcement.

h_{Req} = 14+1+ 6 + 1 = 22 cm.
take h= 30 cm & d= 22 cm.

4-8-3 Design in X- Direction.

Bearing capacity for Section A-A.
→**(121*2|2.6*1) = 93** KN/ m^2

☞ $\sigma_1 = 167.7$ KN/ $m^2 < 1.4\times$B.C = 700 KN/ m^2
☞OK.

Section A-A:
By using atir software we found that the shear and the moment envelope of this section is as in figure(4-30).

4-8-3-1 Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in X direction).

Mu = 4 KN.m / meter strip, (At the Face of Support).

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = 20.2$$

Mn = Mu/Ø= $\frac{4}{.9}$ = 4.4 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 4.4^6/1000(220) ² = 0.1 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)
ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*0.1/412}$)
ρReq=0.00024

$As_{req.}$ = ρ * b * d

$As_{req.} = 0.0024 * 100 * 22 = 0.53\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min}=(1000)(220)(0.25)\sqrt{24}/412 \geq 1.4*1000*220/412$ not less than.

➢ $A_{s\ min} = 7.5\ cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2/m$

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 0.53 = 0.7\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 5.4\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with $As = 1.13\ cm^2$ "For Bottom Reinforcement"

$$S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\,cm$$

Select S=20 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{20} \times 100 = 5.65\,cm^2 > As_{req} = 5.4\,cm^2$$

4-8-3-2 Design of negative moment :-

Top reinforcement (in X direction).

Mu = 42 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

$Mn = Mu/Ø = \frac{42}{.9} = 46.6$ KN.m

$Rn = \frac{Mn}{.bd^2}$ = 46.6^6/1000(220) ² = 0.96 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*0.96/412}$)

ρReq=0.0024

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.} = 0.0024 * 100 * 22 = 5.3\ cm^2 < As_{min} = 7.5\ cm^2$

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 5.3 = 6.9\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 6.9\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with As = 1.13 cm^2 " For Top Reinforcement "

$$S = \frac{1.13}{7.33} \times 100 = 15.4\,cm$$

Select S=15 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{15} \times 100 = 7.53\,cm^2 > As_{req} = 7.33\,cm^2$$

4-8-4 Design in Y- Direction

4-8-4-1 Load calculation :

Dead Loads of Wall (1) per meter = H × (W) × γc

= 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

q_U from solid elevator slap on each wall = 21 KN/ m.

factored Load of wall = 99 KN/ m.

Load of wall (3) from beam &ribs = 112 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (2) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (3) = 21+99+112 = 232 KN/ m.

4-8-4-2 Eccentricity Calculations:

$\sum My=0$

My= 121*1.1 + 232*1.1 = 388.3KN.

Pu= 1209 KN as calculated before.

$ey = \frac{My}{Pu} = \frac{388.3}{1208} = 0.32m < \frac{bx}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43m$ OK.

4-8-4-3 Bearing Pressure for Section B-B:

☞ $\sigma_1 = (Pu/\ A) + \frac{My}{Iy} * X.$

but $Iy = \frac{bh3}{12}$.

$= (2.6*2.4^3 /12) = 2.99.$

☞ $\sigma_{max} = (1209/\ 2.6*2.4) + \frac{388.3}{2.99} *1.2 = 349.5$ KN.

☞ $\sigma_{min} = (1209/\ 2.6*2.4) - \frac{388.3}{2.99} *1.2 = 38$ KN.

☞ $\sigma_{max} = 349.5\ KN < 1.4*500 = 700\ KN/\ m^2$ OK.

From atir software we found that the shear and the moment envelope as in the following Figure(4-25).

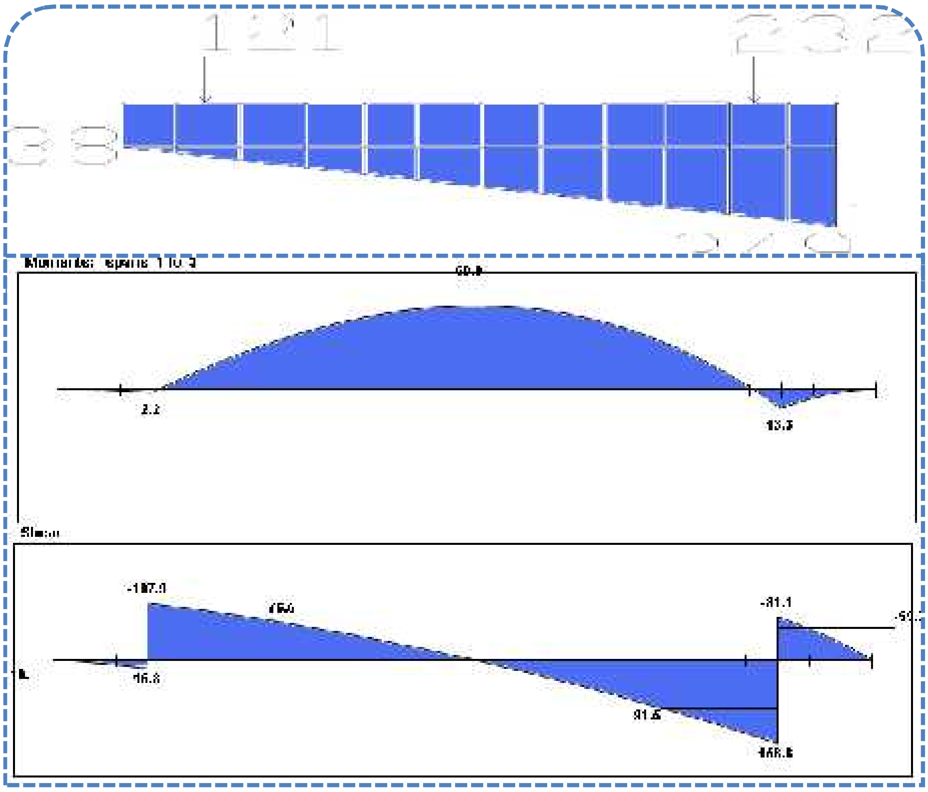


Fig. 4-31 Shear &Moment Envelope of Mat Footing Section B-B.

Use the same values of d and h as in section B-B;
(d=22 cm & h=30 cm).

4-8-4-3 Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in Y direction).

Mu = 13.3 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{13.3}{.9} = 14.7 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 14.7\text{^}6/1000(220)^2 = 0.3 \text{ Mpa}$$

$\rho Req = 1/m\ (1- \sqrt{1-2mRn/Fy})$

$\rho Req = 1/20.2\ (1- \sqrt{1-2*20.2*0.3/412})$

$\rho Req = 0.0007$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.0007 * 100 * 22 = 1.6\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:
$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 1.6\ cm^2 < As_{min} = 7.5\ cm^2$
$1.3As_{req.} = 1.3 \times 1.6 = 2.13\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 5.4\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with $As = 1.13\ cm^2$ "For Bottom Reinforcement"

$$S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\ cm$$

Select S=20 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{20} \times 100 = 5.65\ cm^2 > As_{req} = 5.4\ cm^2$$

4-8-4-4 Design of negative moment :-

Top reinforcement (in Y direction).

Mu = 68.9 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

$Mn = Mu/Ø = \frac{68.9}{.9} = 76.5\ KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = 76.5$^6/1000(220) ² = 1.6 Mpa

$\rho Req = 1/m\ (1 - \sqrt{1 - 2mRn/Fy})$
$\rho Req = 1/20.2\ (1 - \sqrt{1 - 2 * 20.2 * 1.6/412})$
$\rho Req = 0.004$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.004 * 100 * 22 = 8.8\ cm^2 > As_{min} = 7.5\ cm^2$
$1.3As_{req.} = 1.3 \times 8.8 = 11.44\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×100 × 30 = 5.4 cm^2

⇨ As = 8.8 cm^2

☞ Select Ø 14 with As = 1.13 cm^2 " For Top Reinforcement "

$$S = \frac{1.13}{7.33} \times 100 = 15.4\,cm$$

Select S=15 cm

⇒ As =(1.53/15)*100 = 10.2 cm^2 >8.8 cm^2 OK.

4-9 Design of Combined Footing (F5):

4-9-1 Loads Calculation:

Column C 1 (50 cm * 30 cm)

Factored Load = 1000 KN

Column C 1 (50 cm * 30 cm)

Factored Load = 1000 KN

Total Factored Load 1000+1000 = 2000 KN.

Soil weighting = 18 KN/m^3

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

Assume footing to be about 50 cm thick, in addition to about

15 cm of blinding concrete.

Footing weight = $1.2\times25\times0.5 = 15$ kN/m^2

Back Fill weight above the footing = $1.6 \times (1.5-0.5) \times 18 = 28.8$ kN/m^2

Blinding concrete weight = $1.2\times 0.15\times 25 = 4.5$ kN/m^2

Pnet = 15+28.8+4.5 = 48.3 kN/m^2.

4-9-2 Determination the dimension of the combined footing :

$$\frac{Pu}{As_{req.}} + P_{net} \le 1.4\times \text{Allowable Bearing Pressure}$$

$$\frac{2000}{A_{req}} + 48.3 \le 1.4 * 500$$

$$A\ req = \frac{2000}{651.7} = 3\ m^2.$$

Use L = 2.5 m, B = 1.5 m,

☞A = $2.5\times1.5 = 3.75\ m^2 > As_{req.} = 3\ m^2$

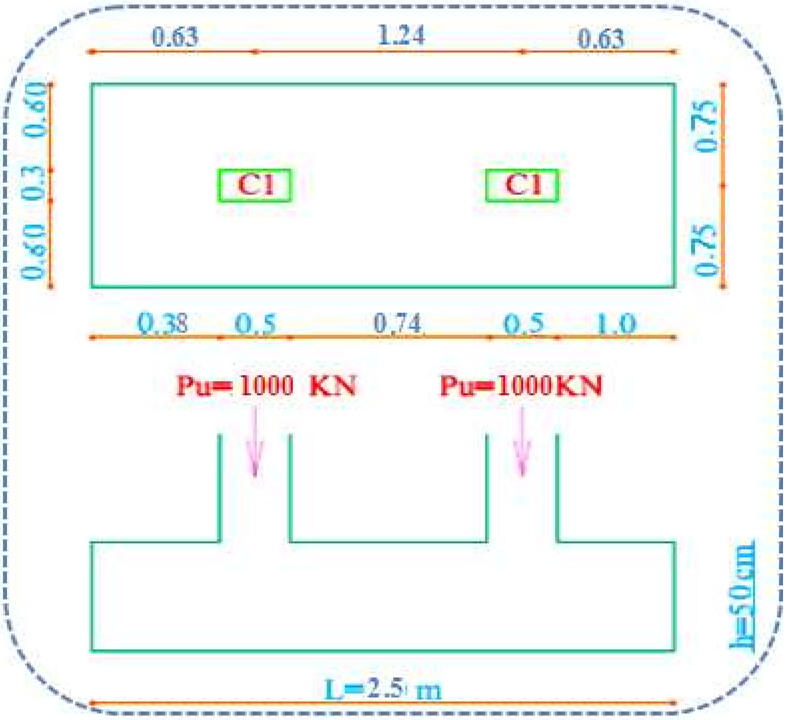


Fig. 4-32 Geometry of Combined Footing.

4-9-3 Determine the bearing pressure under Combined Footing

б bu = (Pu/A) +Pnet $\pm(Mx/Ix)*Y \ \pm(My/Iy)*X$

= (2000/3)+48.3+0 = 715 KN/ m^2<1.4 *500=718 KN/ m^2

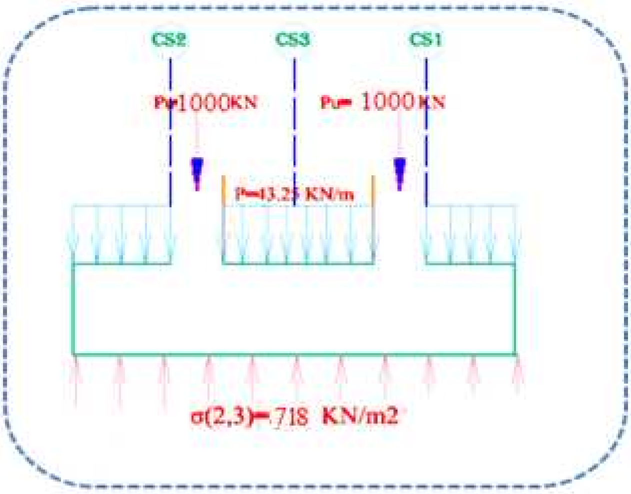


Fig. 4-33 bearing under Combined Footing.

4-9-3 Determine the Required depth of the Combined Footing :

Assume H= 50cm
d = 50 – 7.5 –1–1 = 40.5 cm
The punching shear strength is the smallest of:

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

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

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

Where:

$_c$ = a / b = 50 / 30 = 1.6

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

= 2{(500+405) + (300+405)} =3220 mm

$\sim_s$ = 40 for interior column

¤ $Vc=0.75*\frac{1}{3}\sqrt{24}*3220*405$ = 1597.2 KN.

Vu critical= 715 *1.5*(1-.4) – 48.3*1.5*(1-.4) = 600

Check $\Phi.Vc \geq Vu$ (Critical)

→1597.2>600 ok.

☞ OK. **d"** to satisfy punching shear

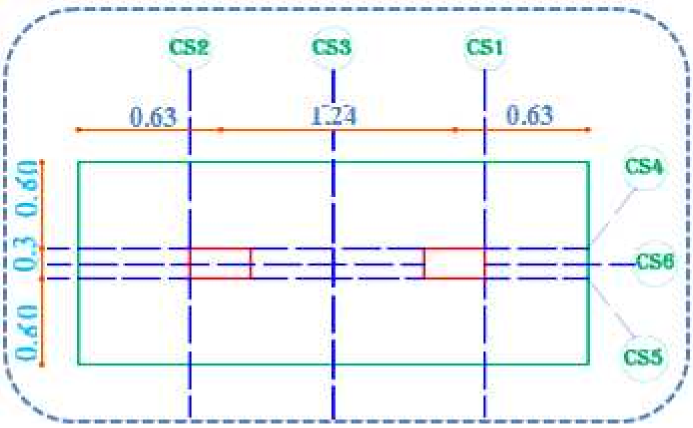


Fig. 4-34 Required Sections For Design.

4-9-4 Design in X Direction:

MRx = Σ Mx +↻

M at CS1 +↺

= 718*0.38*0.19*1.5 – 48*0.38*0.19*1.5

⇨ M_{CS1} = 127 KN.m

4.9.4-1 Design of Bottom reinforcement

Mu =127 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{127}{.9}$ = 141 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 141^6/1500(405) ² = 0.9 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*0.9/412}$)

ρReq=0.002

As $_{req.}$ = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.002* 150 * 40.5 = 13 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy)$*b*d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}*1500*405$

As min =18 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 20 cm^2.

1.3As $_{req.}$ = 1.3×13 = 17 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

⇒ $As_{req.}$ = 17 cm^2.

☞ Select 20Φ12 with As = 22 cm^2.> $As_{req.}$ = 17 cm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

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

1700*412= .85*24*1500*a

→a=23mm.

→x=27 mm.

εs = .004 < 0.005**ok**

4-9-4-2 Development Length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}} \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

For Φ12 bars:
Ld = 40 **Φ = 48cm**

Available Ld = 100 - 7.5 = 92.5 cm.

Ld= 48>92.5

Ok.

4.9.5 Design of Bending Moment about S3

M at CS2 +
= (715*1.25*0.625)*1.5- (48*1.25*0.625)*1.5- (1000*0.55)) =

⇨ M_{CS2} = -350 KN.m +
no top reinforcement .

Design of shrinkage and temperature reinforcement:

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×150 × 40.5 = 10.5 cm^2

☞ Select 15Φ12 with As = 17 cm^2.> $As_{req.}$ = 14.5 cm^2.

4.9.6 Design of Bottom Reinforcement at S3

Mu =350 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{350}{.9}$ = 388 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 388^6/1500(405) ² = 1.1 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*1.1/412}$)

ρReq=0.003

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.003* 150 * 40.5 = 24 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy)$*b*d\ \sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}*1500*405$

As min =18 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 20 cm^2.

1.3As $_{req}$. = 1.3×24 = 31 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×150 × 40.5 = 10.5 cm^2

⇒ As$_{req.}$ = 31 cm^2.

☞ Select 16Φ16 with As = 32 cm^2.> As$_{req.}$ = 31 cm^2.

4.9. 7 Design in y- Direction

MRy = Σ My ↻ +

⇨MRy = (715×0.62*.31)*2 - (48.3×0.62*.31)*2 = 256 KN.m

4.٩.7-1 Design of Bottom Reinforcement

Mu =256 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{256}{.9}$ = 284 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 284^6/1500(405) ² = .8 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*.8/412}$)

ρReq=0.002

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.002* 200 * 40.5 = 16.2 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy)$*b*d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}*2000*405$

As min =20 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 23 cm^2.

1.3As $_{req}$. = 1.3×16.2 = 21 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

⇒ As$_{req.}$ = 21 cm^2.

☞ Select 12Φ16 with As = 24 cm^2.> As$_{req.}$ = 21 cm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

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

2100*412= .85*24*2000*a

→a=22mm.

→x=25 mm.

εs = .004 < 0.005**ok**

4.9.7.2 Development length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \alpha \times B \times \gamma \times db$$

Ld = 40*1.6 = 64 cm

4.9.8 Design Of Top Reinforcement

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

☞ Select 15Φ12 with As = 17 cm^2.> $As_{req.}$ = 14.5 cm^2.

4.12.8.1 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$\Phi Pn = \Phi(0.85 fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(30)(600 \times 300) \times 10^{-3}$

⇒ΦPn =2983.5 KN > 2850 KN

☞Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = $\rho_{min} \times Ag$

As = 0.005 (50 × 30) = 7.5 cm^2

Use 6 Φ 14 dowels with $A_s = 9.24\ cm^2$

4-9-8-2 Development Length (L_d) of Dowels:

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{Fy}{4\sqrt{30}} \times d_b$$

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{30}} \times 1.4 = 26.84\ cm$$

But Not Less Than $0.044 \times Fy \times d_b = 25.87\ cm$

Available embedment = 50–7.5–2–2 = 54.5 cm > 26.84 cm

✍ Ok.

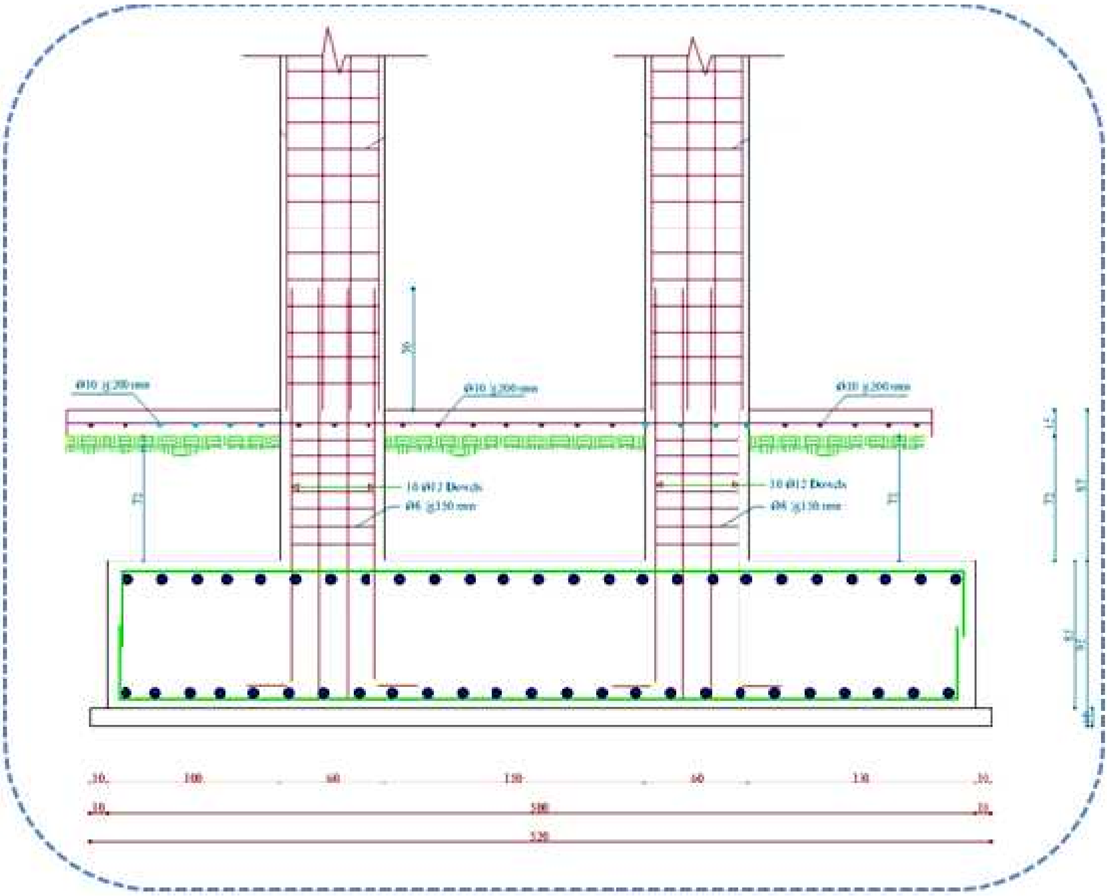


Fig. 4-35 Details of Combined Footing(F5).

4-10 Design of Strip Footing (Under the Shear Wall):

4-10-1 Load Calculations

Weight of wall (D.L.) = height × thickness of wall × 1m wide × γc

Weight of wall (D.L.) = 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

Total Dead Load = 38 KN/m.

Total Live Load = 22 KN/m.

Weight of concrete footing $= 0.5 \times 25 \times 1 \times bx = 12.5\, bx$ KN

Weight of soil above footing $= 18 \times 1 \times 1 \times bx = 18\, bx$ KN

4-10-2 Determination of Footing Depth:

Assume footing thickness = 50 cm > h_{min} = 25cm.

4-10-3 Determination of Footing Width:

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

$\frac{P}{A} \leq$ 6 allowable

((38*1)+(22*1) + (12.5 bx + 18bx)/1*bx) $\leq$ 500

60 + 30.5 bx = 500bx

→bx = 12.7 cm

→select bx = 60 cm

4-10-4 Check of Shear

Pu total = (1.2*38*0.6) + (1.6*22*0.6) +(1.2*0.5*25*0.6) +(1.6*18*1*0.6)

→ **Pu** total = 75 KN.

Pu/Area = 75/ 1*.6 =125 KN/m

125<1.4*500= 700 KN/m

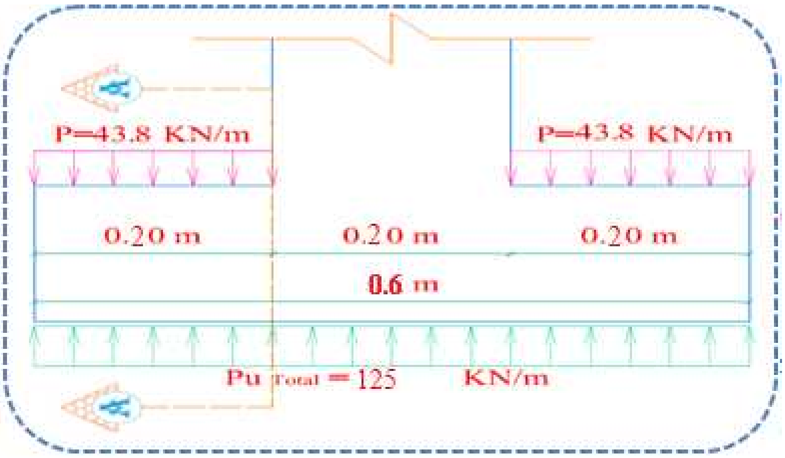


Fig. 4-36 Geometry of Strip Footing.

Pu per 1m strip = (1.6*18*1)+ (1.2*0.5*25*1) = 43.8KN/m

Vu = (125*.2) – (43.8*.2) = 16.3 KN.

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d$$

d = 50 – 7.5 - 1- 1 = 40.5 cm

$$\Rightarrow \Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1000 \times 405 = 277.3\,KN$$

☞ The Depth of Footing is Satisfied.

4-10-5 Design of Bending Moment

Mu = (125*0.2*.2/2)- (43.8*.2*.2/2)

= 2 KN.m

Mn = 2/.9 = 2.2 KN.m

Rn = Mn/bd^2 =$2/1000*405^2$

Rn = 0.01MPa

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

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

$$° = \frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2(20.2)(.01)}{412}}) = 0.00003$$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.00003 * 100 * 40.5 = .13\ mm^2$

As min =0.25 $\sqrt{fc} * b * d /$ Fy

As min =(0.25/412)$\sqrt{24} * 405 * 1000$
As min =12 mm^2
Not less than1.4*b*d/fy =1.4*405*1000/412 =13.8 mm^2
➢ $As_{min} = 13.5\ cm^2$

$1.3As_{req.} = 1.3\times0.75 = 0.98\ cm^2 < As_{min} = 13.5\ cm^2/m.$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With $As = 10.17\ cm^2 > As_{req.} = 9\ cm^2$.

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17}\times100 = 11cm$$

Use $S_{req} = 10cm$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-6 Development Length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\times\alpha\times B\times\gamma\times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{30}}\times1\times1\times1\times1.2 = 46\ cm.$$

Or 40*1.2 = 48

Available Ld = 20 – 7.5 = 12.5 cm
Available Ld =12.5 <Ld req =46 cm
Available Ld =12.5

Using Hook $\geq 16\,\Phi = 16 \times 1.2 = 19.2\,\text{cm}$

⇨Hook Length = 20 cm > 19.2 cm.

So Ld Total = 20+22.5 = 42.5 cm

4-10-7 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} For Shrinkage and Temperature is required
$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With As = 10.17 cm^2 > $As_{req.} = 9\ cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17} \times 100 = 11\text{cm}$$

Use $S_{req} = 10\text{cm}$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-8 Design of Secondary Top & Bottom Reinforcement For The Top Layer:

As_{min} For Shrinkage and Temperature is required
$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With As = 10.17 cm^2 > $As_{req.} = 9\ cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17} \times 100 = 11\text{cm}$$

Use $S_{req} = 10\ \text{cm}$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-9 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels):

$$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 \times fc' \times Ag + As_{req} \times fy) \geq Pu$$

Pu = (1.2*25*16.5*.2*1) = 99 KN.

0.65*((.85*24*1000*2OO) + (As req *412)) = 99000

→As req =

$$0.65 \times [(0.85 \times 30 \times 1000 \times 300) + (As_{req} \times 420)] = 251.03 \times 10^3$$

⇨ $As_{req.} = -62\ cm^2$

So $As_{min.}$ is required

As min = .0012*Ag

= .0012*100*20 =2.4 cm^2 /m

Use 4 Φ 12 dowels with As = 4.52 cm^2

4-10-10 Development Length of Dowels:

$$Ld_{(1)req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{30}} \times 2 = 38.34\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 2 = 36.96\ cm.$$

$$\Rightarrow Ld_{req} = 38.34\ cm.$$

$$h_{req} = Ld_{req} + 7.5 + 1.2 + 1.2$$
$$= 38.34 + 7.5 + 1.2 + 1.2 = 48.24\ cm.$$

☞ **Select $h_{req.}$ = 50 cm**

$$\Rightarrow \text{Available } Ld = 50 - 7.5 - 1.2 - 1.2 = 40.1\ cm.$$

$$\text{Available } Ld = 40.1\ cm > Ld_{(1)req} = 38.34\ cm.$$

✍ Ok.80

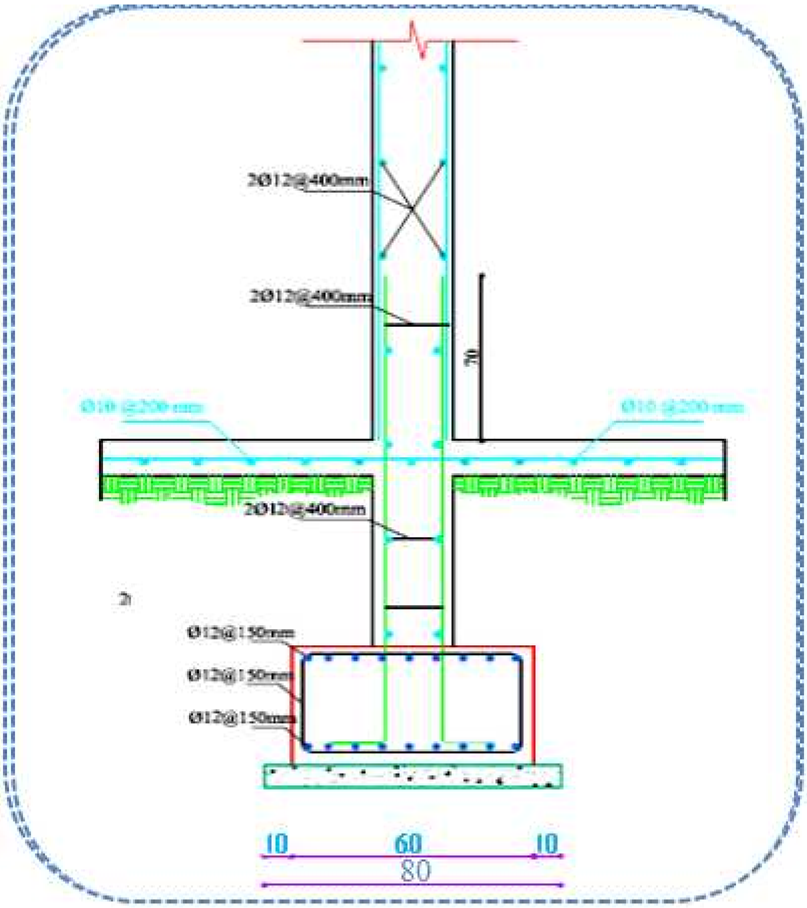


Fig. 4-37 Details of Strip Footing.

4-11 (Design of solid slap):

4-11-1:(calculation)

Area of solid slap 2.4*2.2

Lx/Ly = 2.4/ 2.2 = 1.1 < 2 → 2way solid slap.

h req = L/20 = 11cm → take h= 15 cm.

4-11-2:(calculation of load)

Dead load = 0.15*25= 3.75 KN/ m^2

Live load = 10 KN/ m^2 .

qu = 1.2D+1.6L= 20.5 KN/ m^2

4-11-3 (internal forces & moment for 1m strip in x& y direction by using table 6.6.

Kfx: moment paremeter in x direction.

Kfy: moment paremeter in y direction

KAx: support reaction in x direction.

Kay: support reaction in y direction.

by using Lx/Ly = 1.1

- ➔ Kfx= 22.4 &Kfy = 27.9 & KAx= Kay= 2.09.

  Mfx= qu*lx^2 /Kfx = 4.43 KN.m/m

  Mfy = qu*lx^2 /Kfy = 3.56 KN.m/m

  Ay = Ax = qu*lx/KAx = 21.6 KN /m.

  By using table 6.9 → dx= 1.34 & dy= 1.34.

  to prevent the rotation of edge we increased filed moment Mfx & Mfy.

Mfy become = dy*Mfx = 6 KN.m/m

Mfx become = dx*Mfx = 4.6 KN.m/m

4-11-4 (Designe of shere)

D =15-2-1= 12 cm

$$V_u \max = 21.6KN$$
$$\Phi Vc > V_u$$
$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$
$$= 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 120 = 73.5KN > V_u$$

OK no shear is required.

4-11-5(desgne of x direction)

Mu = 6 KN.m/m

Mn = Mu/Ø= $\frac{6}{.9}$ = 6.7 KN.m/m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 6.7/120(290) ² =.57 Mpa

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

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

° $= \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.5)}{412}}) = 0.0012$

ρreq= 0.0012

As $_{req.}$ = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.0012* 100 * 120 = 1.44cm ^{2} /m

As min =(0.25/fy)$\sqrt{fc}$ * b * d

As min =(0.25/fy)√24 * 100 * 120

= 3.56 cm ^{2} /m

Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=4 cm^2/m

1.3 *As req = 1.87 cm ^{2} /m

As for shrinkage&temp = .0018**12*100 = 2.16 cm ^{2} /m.
→As req = 2.16 cm ^{2} /m

➢ Select Φ 8/15cm With As = 3.34 cm ^{2} /m

4-11-6(designe in y direction)

Mu =4.8 KN.m/m

Mn = Mu/Ø= 5.3 KN.m/m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 5.3/120(290) ² =.36 Mpa

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.36)}{412}}) = 0.0012$$

ρreq= 0.0012
As $_{req.}$ = ρ * b * d
As $_{req.}$ = 0.001* 100 * 120 = 1.2cm ^{2} /m

As min =(0.25√fy)* $b * d$ $\sqrt{fc}$
As min =(0.25/fy)√24 * 100 * 120
= 3.56 cm ^{2} /m
Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=4 cm^2/m
1.3 *As req = 1.88 cm ^{2} /m
As for shrinkage&temp = .0018**12*100 = 2.16 cm ^{2} /m.
→As req = 2.16 cm ^{2} /m

➢ Select Φ 8/15cm With As = 3.34 cm ^{2} /m
Ok.

→ Select Φ 8/15cm in both direction with

Top reinforcement take as shrinkage & tempreture c
Φ 8/15cm With As = 3.34 cm ^{2} /m

(4.12) Design of Isolated footing (F5):

(4.12.1) Determination of Loads & Area of footing:

Total factored load for column C5= 2500 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Determination of required area of footing:

$$A_{req.} = \frac{total\ load}{1.4 \pm_{allow}}$$

$$= \frac{2500}{1.4 \times 500} = 3.75 m^2$$

$$a = b = \sqrt{3.75} = 1.89 m$$

$$select\ 1.95 \times 1.95 = 3.803 m^2 > A_{req.}$$

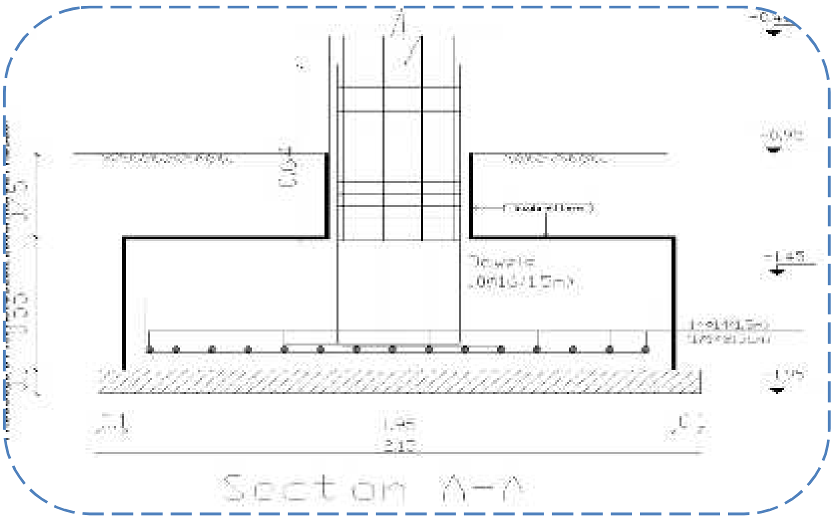


Fig. 4-38 Details of isolated Footing.

(4.12.2) depth Determination by check of punching:

Pumax = 2500 KN

$$d = 55 - 7 - 1 - 1 = 46cm$$

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

$$b_o = 364cm$$

$Bc \equiv$ *proportion of column* dim *ensions*

$$Bc = \frac{50}{40} = 1.25$$

$\sim_s = 40$......... interior *column*

The punching shear strength is the smallest of:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{3} \times 1000 = 2050.7KN.....controls$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1.25}\right)\sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{6} \times 1000 = 2666KN$$

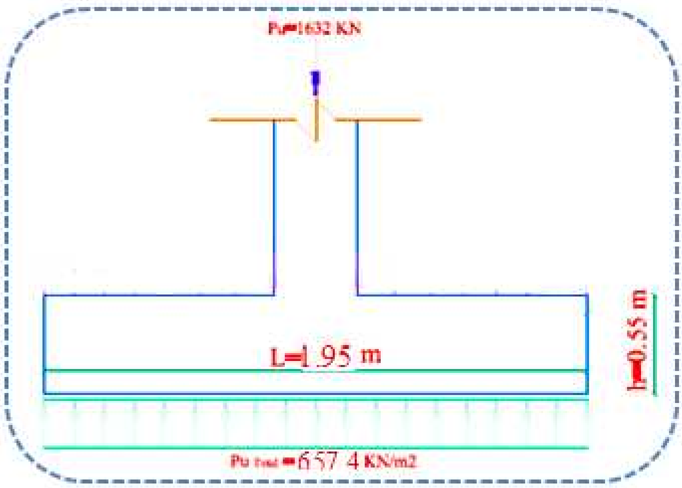
$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{12}$$

$$= 0.75 \times \left(\frac{40 \times 0.46}{3.64} + 2\right)\sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{12} \times 1000 = 3617KN$$

Where:

$$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{2500}{1.95 \times 1.95} = 657.4KN / m^2$$



$$V_{u_{critical}} = \pm (A - A_{critical})$$

Fig. 4-39 Details of isolated Footing.

$$V_{u_{critical}} = 657.4 \times ((1.95 \times 1.95) - (0.5 + 0.46) \times (0.4 + 0.46)) = 1957.3KN$$

$$\Phi Vc = 2050.7KN > V_{u_{critical}} = 1957.3KN \qquad \therefore \ the \ selected \ depth \ is \ OK$$

(4.12.3)Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis : -

$$\mathrm{M}_{\mathrm{R_X}} = 0$$

$$\mathrm{M}_{\mathrm{R_Y}} = 0$$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{2500}{1.95 \times 1.95} = 657.4KN / m^2$$

$$657.4KN / m^2 < 1.3*1.4*500 = 900$$

(4.١2.4)Design of Bending:

- <u>**design in plain concrete:**</u>

$$\sum M_{(C.S)} = 657 \times 0.725 \times \frac{0.725}{2} \times 1.95 = 337 \ KN.m$$

$$\pm_T \leq \pm_{CT}$$

$$\pm_T = 0.42 \times \sqrt{fc'} = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.06Mpa$$

$$¤ \times Mn = 0.55 \times \pm_T \times \frac{bh^3}{6}$$

$$= 0.55 \times 2.06 \times \frac{1.95 \times 0.55^3}{6} \times 10^9 = 61KN.m$$

$$¤ \times Mn = 61 < Mu = 337KN.m$$

➔ not satisfied ………… Design in reinforced concrete

-

- <u>**Design in reinforced Concrete**</u>

$$Mu = 337\text{kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$R_n = \frac{Mn \div 0.9}{b \times d^2} = \frac{0.337 \div 0.9}{1.95 \times (0.46)^2} = 0.907 N / m^2$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.907)}{412}}) = 0.002$$

As = (0.002) (1950) (460) =1794 mm^2

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(412)}(1950)(460) \geq \frac{1.4}{412}(1950)(460)$$

$$As_{\min} = 26.08 cm^2 < 30.4 cm^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 17.94 = 23.3 cm^2 ....controls$$

$$As_{\min} = 23.3 cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min} \Rightarrow As_{req} = As_{\min} 23.3 cm^2$$

Select 14 Φ 14/15 cm in both directions.

(4.12.5) Design of Dowels:

$$¤ \times P_n = ¤ \times (0.85 \times fc' \times Ag) \geq pu$$
$$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 0.5 \times 0.4 \times 1000 = 2652 \geq Pu = 2500 KN$$

$$\Rightarrow As = 0.005 \times 500 \times 400 = 1000 mm^2$$

$\Rightarrow$ Select7 Φ 16

4-13 Design of shear wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force.

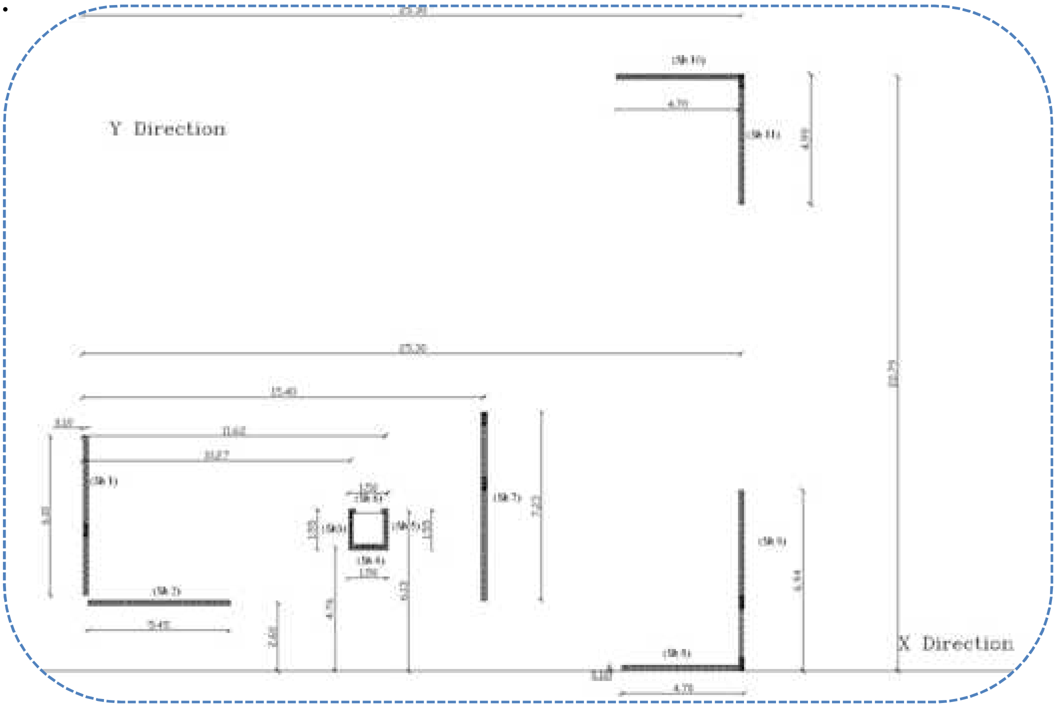


Fig. 4-40 Shear Walls.

4-13-1 Determination of location of shear centroid (So):

$$\bar{X} = \frac{\sum X \times I_x}{\sum I_X} \quad , \quad I_x = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum X \times I_y}{\sum I_y} \quad , \quad I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

Wall	I_X	X	$I_X \times X$	I_Y	Y	$I_Y \times Y$

1	1.6	7.25	11.600	0.009	16.3	0.147
2	0.0128	10.25	0.131	4.6298	18.15	84.031
3	1.6	13.25	21.200	0.009	16.3	0.147
4	0.171	9.35	1.599	0.0044	15.25	0.067
5	0.0045	5.52	0.025	0.2	28.05	5.610
6	0.0045	9.38	0.042	0.2	28.05	5.610
7	0.0053	1.17	0.006	0.3244	2.55	0.827
8	0.0053	5.32	0.028	0.3244	2.55	0.827
9	0.0047	9.35	0.044	0.2348	2.55	0.599
10	0.492	13.25	6.519	0.0061	1.35	0.008
11	100.49	28.85	2899.137	0.0358	10.35	0.371
∑	106.165		2969.712	6.0755		99.812

$$\overline{X} = \frac{\sum I_x \times X}{\sum I_x}$$

$$\overline{X} = \frac{2969.712}{106.165} = 27.973\,\text{m}$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum I_y \times Y}{\sum I_y}$$

$$\overline{Y} = \frac{99.812}{6.0755} = 16.428\,\text{m}$$

e_x = 13.473 m.

e_y = 2.328 m.

☞ 1. **Part of Translation to FRx & Fry**:

$$Q_{xi} = \frac{FR_X \times I_{Yi}}{\sum I_Y}$$

$$Q_{Yi} = \frac{FR_Y \times I_{xi}}{\sum I_X}$$

☞1.2 **Part of rotation**:

due to M_{Xm} ⇨ q_x

$$Q_{xi} = -\frac{Mx_m \times I_Y \times Y_m^*}{I\omega}$$

$$Q_{Yi} = \frac{Mx_m \times I_X \times X_m^*}{I\omega}$$

Due to M_{Ym} ⇨ q_y

$$Q_{Xi} = Q_{xi} = -\frac{My_m \times I_Y \times Y_m^*}{I\omega}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m \times I_X \times X_m^*}{I\omega}$$

$$I\omega = \sum I_X \times X^{*2}{}_m + \sum I_Y \times Y^{*2}{}_m$$

Wall	Ix	X*m	IX× X*m	IX×X*²m	IY	Y*m	IY×Y*m	IY×Y*²m
1	1.6	-20.72	-33.152	686.909	0.009	-0.13	-0.001	**0.000**
2	0.0128	-17.72	-0.227	4.019	4.6298	+1.72	7.963	**13.697**
3	0.171	-18.62	-3.184	59.286	0.0044	-1.18	-0.005	**0.006**
4	1.6	-10.82	-17.312	187.316	0.009	-0.13	-0.001	**0.000**
5	0.0045	-22.45	-0.101	2.268	0.2	+11.62	2.324	**27.005**
6	0.0045	-18.6	-0.084	1.557	0.2	+11.62	2.324	**27.005**
7	0.0053	-26.8	-0.142	3.807	0.3244	-13.88	-4.503	**62.497**
8	0.0053	-22.67	-0.120	2.724	0.3244	-13.88	-4.503	**62.497**
9	0.0047	-18.62	-0.088	1.630	0.2348	-13.88	-3.259	**45.235**
10	0.492	-14.72	-7.242	106.606	0.0061	-15.08	-0.092	**1.387**
11	100.49	+0.88	88.431	77.819	0.0358	-6.08	-0.218	**1.323**
∑	**106.165**			**1530.072**	**6.0755**			**240.671**

$$I\omega = \sum I_X \times X^{*2}{}_m + \sum I_Y \times Y^{*2}{}_m$$

$I\omega = 1530.072 + 240.671 = 1770.743\ m^6$

Torques due to q_x :

$Mx_m = FRx \times e_y$

$= 1 \times (-2.328) = -2.328$ KN.m

$MY_m = FR_Y \times e_X$

$= 1 \times (-13.473) = -13.473$ KN.m

4-13-2 Part of Load of Each Shear wall:

4-13-2-1 Loads in X- direction :

FRx = 1 KN , Mx_m = 1.989 KN.m

Part of translation = $\frac{FRy \times I_{Yi}}{\sum I_y}$

Wall	I_Y	FRx × I_Y	(FRx×I_Y)/∑I_Y
1	0.009	0.009	0.001
2	4.6298	4.6298	0.762
3	0.0044	0.0044	0.001
4	0.009	0.009	0.001
5	0.2	0.2	0.033
6	0.2	0.2	0.033
7	0.3244	0.3244	0.053
8	0.3244	0.3244	0.053
9	0.2348	0.2348	0.039
10	0.0061	0.0061	0.001
11	0.0358	0.0358	0.006
∑	**6.0755**		**1.000**

Part of rotation : Q_X due to Mxt:

Wall	I_Y	Y^*_m	$-(M_X/ I\omega) \times I_Y \times Y^*_m$
1	0.009	-0.13	0.000
2	4.6298	+1.72	0.010
3	0.0044	-1.18	0.000
4	0.0044	-1.18	0.000
5	0.009	-0.13	0.000
6	0.2	+11.62	0.003
7	0.3244	-13.88	-0.006
8	0.3244	-13.88	-0.006
9	0.2348	-13.88	-0.004
10	0.0061	-15.08	0.000
11	0.0358	-6.08	0.000
∑	**6.0755**		**0.000**

Part of rotation Q_Y due to Mx_t :

Wall	I_x	X^*_m	$(M_X/ I\omega) \times I_X \times X^*_m$
1	1.6	-20.72	-0.044
2	0.0128	-17.72	0.000
3	0.171	-18.62	-0.004
4	1.6	-10.82	-0.023
5	0.0045	-22.45	0.000
6	0.0045	-18.6	0.000
7	0.0053	-26.8	0.000
8	0.0053	-22.67	0.000
9	0.0047	-18.62	0.000
10	0.492	-14.72	-0.010
11	100.49	+0.88	0.116
∑	**106.165**		**0.000**

Part at Each Wall Due to q_x :

Qx_t = Part of Translation + Part of Rotation

For wall No. 1 ⇨ Q_{X1}	=	+0.001	+0.000	-0.044	=	**-0.043**
For wall No. 2 ⇨ Q_{X2}	=	+0.762	+0.010	+0.000	=	**0.772**
For wall No. 3 ⇨ Q_{X3}	=	+0.001	+0.000	-0.031	=	**-0.030**
For wall No. 4 ⇨ Q_{X4}	=	+0.001	+0.000	-0.004	=	**-0.003**
For wall No. 5 ⇨ Q_{X5}	=	+0.014	+0.000	+0.000	=	**0.014**
For wall No. 6 ⇨ Q_{X6}	=	+0.033	+0.003	+0.000	=	**0.036**
For wall No. 7 ⇨ Q_{X7}	=	+0.033	+0.003	+0.000	=	**0.036**
For wall No. 8 ⇨ Q_{X8}	=	+0.053	-0.006	+0.000	=	**0.047**
For wall No. 9 ⇨ Q_{X9}	=	+0.053	-0.006	+0.000	=	**0.047**
For wall No. 10 ⇨ Q_{X10}	=	+0.039	-0.004	+0.000	=	**0.035**
For wall No. 11 ⇨ Q_{X14}	=	+0.006	+0.000	+0.116	=	**0.122**

∑ Qx = 1 KN. ✎OK.

4-13-2-2 Loads in Y-direction :

q_y ⇨ FR_Y = 1 KN.

Wall	I_X	$FR_Y \times I_X$	$(FR_Y \times I_X)/\sum I_X$
1	1.6	1.6	0.015
2	0.0128	0.0128	0.000
3	0.171	0.171	0.002
4	1.6	1.6	0.015
5	0.0045	0.0045	0.000
6	0.0045	0.0045	0.000
7	0.0053	0.0053	0.000
8	0.0053	0.0053	0.000
9	0.0047	0.0047	0.000
10	0.492	0.492	0.005
11	100.49	100.49	0.947
∑	**106.165**		**1.000**

Part of rotation : Q_X due to Myt:

Wall	I_Y	Y^*_m	$-(My/I\omega) \times I_Y \times Y^*_m$
1	0.009	-0.13	0.000
2	4.6298	+1.72	0.061
3	0.0044	-1.18	0.000
4	0.009	-0.13	0.000
5	0.2	+11.62	0.018
6	0.2	+11.62	0.018
7	0.3244	-13.88	-0.034
8	0.3244	-13.88	-0.034
9	0.2348	-13.88	-0.025
10	0.0061	-15.08	-0.001
11	0.0358	-6.08	-0.002
∑	**6.0755**		**0.000**

Part of rotation Q_Y due to My_t:

Wall	I_X	X^*_m	$(My/I\omega) \times I_X \times X^*_m$
1	1.6	-20.72	-0.252
2	0.0128	-17.72	-0.002
3	0.171	-18.62	-0.024
4	1.6	-10.82	-0.132
5	0.0045	-22.45	-0.001
6	0.0045	-18.6	-0.001
7	0.0053	-26.8	-0.001
8	0.0053	-22.67	-0.001
9	0.0047	-18.62	-0.001
10	0.492	-14.72	-0.055
11	100.49	+0.88	0.673
∑	**106.165**		**0.001**

For wall No. 1 ⇨ Q_{Y1} = +0.015 +0.000 -0.252 = **-0.237**

For wall No. 2 ⇨ Q_{Y2}	=	+0.000	+0.061	-0.002	=	**0.059**
For wall No. 3 ⇨ Q_{Y3}	=	+0.015	+0.000	-0.179	=	**-0.164**
For wall No. 4 ⇨ Q_{Y4}	=	+0.002	+0.000	-0.024	=	**-0.022**
For wall No. 5 ⇨ Q_{Y5}	=	+0.000	+0.000	+0.000	=	**0.000**
For wall No. 6 ⇨ Q_{Y6}	=	+0.002	+0.000	-0.022	=	**-0.020**
For wall No. 7 ⇨ Q_{Y7}	=	+0.000	+0.018	-0.001	=	**0.017**
For wall No. 8 ⇨ Q_{Y8}	=	+0.000	-0.034	-0.001	=	**-0.035**
For wall No. 9⇨ Q_{Y9}	=	+0.000	-0.034	-0.001	=	**-0.035**
For wall No. 10 ⇨ Q_{Y10}	=	+0.000	-0.025	-0.001	=	**-0.026**
For wall No. 11 ⇨ Q_{Y11}	=	+0.947	-0.002	+0.673	=	**1.618**

$\sum Q_Y$ = 1.001 KN.
OK.

4-13-3 Calculation of Floors Weight:-

Total Weight of the Ground Floor = 10574 KN.
Total Weight of the First Floor =10574 KN .
Total Weight of the Second Floor = 10141 KN .

Total Weight of All Floors = 31289 KN

4-13-4 Calculation of Shear Force on Shear Walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z = 0.3 zone"3"

R = 5.5

I = 1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

hn = 15.75 m

Ct = 0.0488

Where:

Z : seismic zone factor as given in Table 16-I.
R: numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or
16-P.
I : importance factor given in Table 16-K.
Ca : seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct : numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv : seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx : height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \text{ ....(UBC)}$$

$$T = 0.0488(15.75)^{3/4} = 0.386$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 \times 1}{5.5 \times 0.386} W = 0.113 W$$

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R} W = \frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} W = 0.109 W \text{ control}$$

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times W = 0.026 W$$

$$\mathbf{V = 0.109\,W = 0.109 \times 31289 = 3410.5 \quad control}$$

$$Ft = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.386 \times 3410.5 = 92.15 \text{ KN}$$

Floor	W (KN)	V(KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W×h)	Fx
Second Floor(1)	10141	3410.5	11.4	92.15	3318.35	115607.4	**1628.87**
First Floor(2)	10574	3410.5	7.58	92.15	3318.35	80150.92	**2758.17**
Ground Floor(3)	10574	3410.5	3.76	92.15	3318.35	39758.24	**3318.35**
Σ	**31289**					**235516.6**	

$$F_{xi} = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$

$$F_{xi} = \frac{(3318.35) \times 115607.4}{235516.6} = 1628.87$$

4-13-5 Load Calculation of Wall (W1).

Part of load for wall (W1), due to**(qy)** = **0.237**

Load of Wall (W1):-

Floor	Fx (KN)	Vu (KN)	Mu (KN.m)
Second Floor(1)	1628.87	386.04	1474.68
First Floor(2)	2758.16	653.68	3971.75
Ground Floor(3)	3318.35	786.45	6928.80

☞**Vu=Fx×0.237**

☞Vu=1628.87×0.237 = 386.042 KN

☞**Mu =Vu×h**

☞Mu =386.042×3.82 = 1474.68 KN.m.

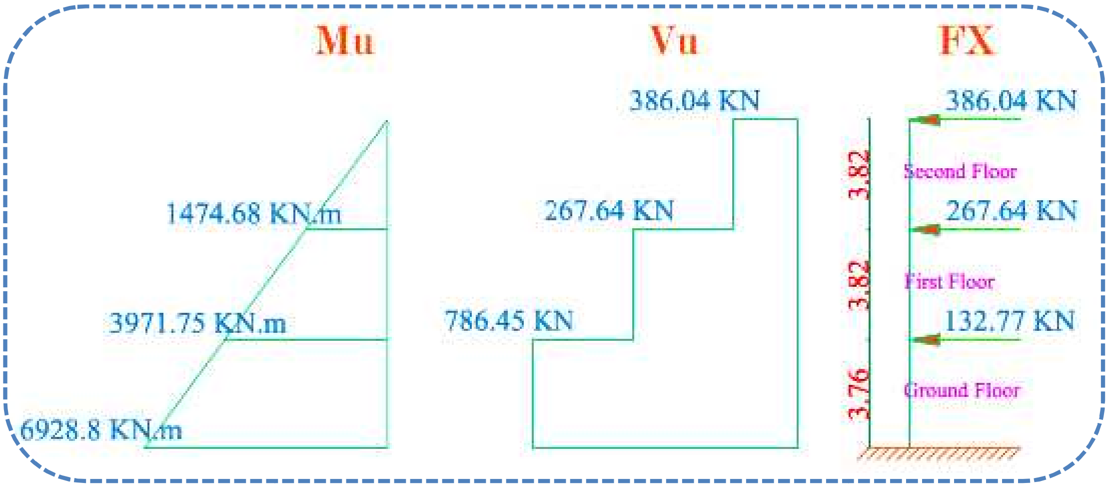


Fig. 4-41 Mu,Vu, & Fx Diagram.

4-13-5-1 Design of Reinforcement:-

Internal Forces And Moments:

Vu = 786.45 KN

Mu = 3971.75 KN.m

Pu = $1.2\times11.4\times0.3\times4\times25$ = 410.4 KN

4-13-5-2 Design in plain Concrete:-

$\Phi Vn \geq Vu$

$\Phi Vn = 0.55\times0.11\sqrt{fc'}\times b\times h$

Where b = $L_W \Rightarrow$

(**L_W**: - is the length of shear wall in the direction of action).

$\Phi Vn = 0.55\times0.11\sqrt{30}\times4000\times300 = 397.65\ KN < Vu = 786.45\ KN$

☞ **Reinforcement must be provided.**

4-13-5-3 Design of Reinforced Concrete:-

4-13-5-3-1 Design of the Horizontal reinforcement:

Vu = 786.45 KN.

d = $0.8\times Lw = 0.8\times4000$ = 3200 mm = 3.2 m

$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times300\times3200 = 657.27$ KN.

$\Phi Vs\ min = 0.75\left(\frac{1}{3}\right)b\times d$

$\Phi Vs\ min = 0.75\left(\frac{1}{3}\right)300\times3200 = 240$ KN.

$\Phi V_c + \Phi Vs_{min}$ = 657.27 + 240 = 897.27 KN

$\Phi Vc = 657.27\ KN \leq V_u = 786.45\ KN \leq \Phi Vc + \Phi Vs\ min = 897.27\ KN$

➢ Category (3) Satisfy

$\Phi V_c + \Phi Vs \geq Vu$

$\Rightarrow Req\ \Phi Vs = Vu - \Phi Vc$.

Req Φ Vs = 786.45 – 657.27 = 129.18 KN

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)req. = \frac{\Phi Vs}{0.75\times Fy\times d}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)req. = \frac{129.18\times10^3}{0.75\times420\times3200} = 0.128\,mm$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)min. = 0.0025\times h$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)min. = 0.0025\times300 = 0.75mm$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)min. > \left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)req.$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)min. = 0.75\,mm = 0.075\,cm \text{............ Controlled}$$

Select 2 Φ12 As = $2\times\frac{\pi}{4}[1.2]^2 = 2.26\ cm^2$

$$But\ \frac{Av}{S} = 0.075cm$$

$$\Rightarrow S = \frac{Av}{0.075} = \frac{2.26}{0.075} = 30.13\,cm$$

☞Select S= 30 cm

☞$S_{used} < \frac{Lw}{5}$ .... (ACI-318-11.10.9.3).

$\Rightarrow 30\ cm < \frac{400}{5} = 80\ cm$ .... Ok

☞$S_{used} < 3\times h$ .... (ACI-318-11.10.9.3).

$\Rightarrow 30\ cm < 3\times30 = 90\ cm$ .... Ok

☞$S_{used} < 45\ cm$ .... (ACI-318-11.10.9.3).

$\Rightarrow 30\ cm < 45\ cm$ .... Ok

$$So\ \frac{Av}{S} = \frac{2.26}{30} = 0.075\,cm$$

$$\left(\frac{Av}{S}\right) = 0.0753\,cm > \left(\frac{A_V}{S\ req.}\right)min. = 0.075\,cm$$

✍Use 2Φ12 @ 30cm C/C for the reinforcement in two layer.

4-13-5-3-2 Design of Vertical Reinforcement.

"Minimum Vertical Reinforcement"

$$A_{vn} = \left[0.0025 + [0.5(2.5 - \frac{h_w}{L_w})\right] \times [(\frac{A_v.h}{S_2.h}) - 0.0025].S_1 \times h$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.4}{4.0} = 2.85 > 2.5$$

$$\Rightarrow Avn = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{L_w}{3} = \frac{400}{3} = 133.33\,cm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 30 = 90\,cm$$

Select 2 Φ12 As = $2 \times \frac{\pi}{4}[1.2]^2 = 2.26\,cm^2$

$$\Rightarrow S = \frac{Av}{0.0025 \times h} = \frac{2.26}{0.0025 \times 30} = 30.13\,cm$$

But Av = $0.0025 \times S_1 \times h$

$$\Rightarrow S = \frac{Av}{0.0025 \times h} = \frac{2.26}{0.0025 \times 30} = 30.13\,cm$$

➤ ☞Select S= 30 cm < $S_1 = 90\,cm < S_1 = 133.33\,cm$

✍Use 2Φ12 @ 30cm C/C for the reinforcement in two layer.

4-13-5-3-2 Design of Moment:-

Design of light Loaded shear wall:

(Uniform Distributed vertical reinforcement will be neglected)

d=0.8 × L_w = 0.8 × 4.0 = 3.2 m = 3200 mm

Mu = 3971.75 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3971.75}{0.9} = 4413.06\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4413.06 \times 10^6}{300(3200)^2} = 1.44\,MPa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.47$$

$$\rho_{req.} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2 \times m \times Rn}{Fy}}\right)$$

$$\rho_{req.} = \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2 \times 16.47 \times 1.44}{420}}\right) = 0.0035$$

$As_{req.} = \rho \times b \times d$

$As_{req.} = 0.0035 \times 30 \times 320 = 33.6 \ cm^2$

$C_w = h = 30$ cm

Area of Boundary $= C_w \times h = 30 \times 30 = 900\ cm^2$

$$\frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} = \frac{33.6}{900} = 0.037$$

$$\mathcal{But}\ \frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} \leq 8\%$$

$$\frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} = 0.037 < 0.08$$

☞ Safe

So Design as light Loaded shear wall:

☞**Select 14Φ18**

⇨As(14Φ18) = $35.56\ cm^2 > As_{req.} = 33.6\ cm^2$

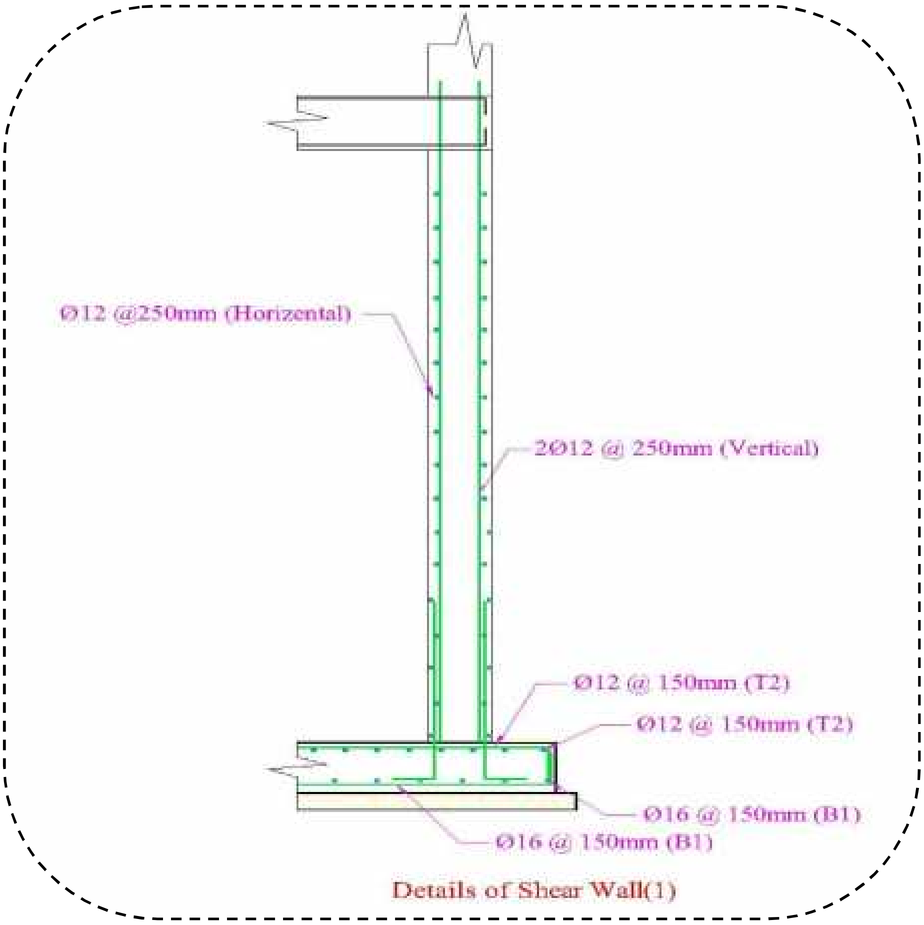
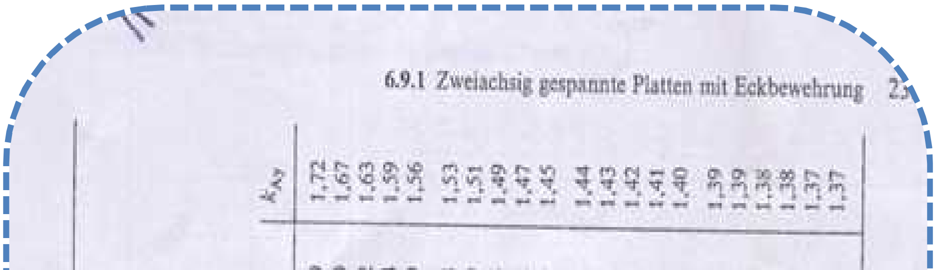


Fig. 4-43 Details of Shear Wall (1).


6.9.1 Zweiachsig gespannte Platten mit Eckbewehrung

k_{xy}
1,72
1,67
1,63
1,59
1,56
1,53
1,51
1,49
1,47
1,45
1,44
1,43
1,42
1,41
1,40
1,39
1,39
1,38
1,38
1,37
1,37

6.9.1 Zweiachsig gespannte Platten mit Eckbewehr.

k_{xy}
1,72
1,67
1,63
1,59
1,56
1,53
1,51
1,49
1,47
1,45
1,44
1,43
1,42
1,41
1,40
1,39
1,39
1,38
1,38
1,37
1,37

Chapter Four

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction:

Concrete is reinforced to give it extra tensile strength; without reinforcement, many concrete buildings would not have been possible.

In this project there are several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using many computer software such as "ATIR" and "Prokon" .

To find the internal forces, deflections and moments in order to design the elements.

4.2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :-

will be determinate according to the limitation of deflection

According to table value in ACI-Code-318-05,

*Min h for one-end continuous = L/18.5

*Min h for both-end continuous = L/21

*Min h for simply support = L/16

The Lmax for one-end continuous= 5m

The Lmax for both -end continuous=4.97m

Min h for one-end continuous = L/18.5

= 500/18.5 = 27 cm

Min h for both-end continuous = L/21

= 497/21 = 23.66 cm

Take h = 32cm. (24cm block+8 cm topping)

(4.2.1) Calculation of dead load and live load for Topping:

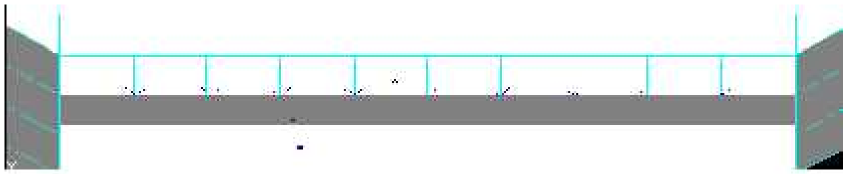


Fig. 4-1: Section of topping

1. Tiles and mortar = 2 kN/m²
2. Topping = (0.08) (25) = 2 kN/m²
3. Block = (0.24) (9) = 2.16 kN/m²
4. Plaster = (0.02) (22) = .44Kn/m²
5. Partion = (1.25) kN/m²

Total dead load for one way rib = 7.85 kN/m².

-→for one meter strip dead = 7.85 kN/m.

Total live load for one way rib = 5 kN/ m

(4.2.2) Design of topping:-

q_u = 1.2 (DL) + 1.6 (LL)

= 1.2(7.85) + 1.6 (5)

= 17.42 kN/m²

$$M_U = \frac{q_u * L^2}{12}$$

$$M_U = \frac{17.42 * 0.4^2}{12} = 0.24 \text{ KN.m}$$

$$S = \frac{b*h^2}{6} = \frac{1*(0.8)^2}{6} = 1.066*10^{-3} \text{ m}^3$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{b*h^2}{6}$$

$Mn = 0.42\sqrt{30} * \frac{1000*(80)^2}{6} = 2.45$ KN.m

¤ $Mn = 0.55 * Mn$

¤ $Mn = 0.55*(2.45) = 1.347$ kN.m > 0.24 kN.m

No reinforcement is required.

Minimum reinforcement of Shrinkage&tempreture is required according to ACI cod:

$As_{min} = 0.0018 * b * d$

$= 0.0018 * 100 * 8 = 1.44\ cm^2$

➢Select Φ 8/25cm → $As_{prov.} = \pi * (0.8^2/4)*100/25=2\ cm^2/m > 1.44\ cm^2/m$

in bothdirections

(4.2.3) limitation of spacing between bars:-

Smax =5*t =5*8=40cm

Or S= 45 cm

→25cm<45 OK

(4.2.4) shear design:-

¤ $Vc > Vu$

d= 8 - 2- 0.4 = 5.6 cm for topping.

$(0.75)(1/6)(1000)(56)\sqrt{30}$

$=38.34$ kN>3.5 kN=Vu

(4.3) calculation of width of rib

be= L/4= 5/4=1.25m

be= bw+16t= .12+16*.08=1.4 m

be=bw+.5Lc1+0.5Lc2=.12+0.5*.4+.5*.4=0.52 cm

take be = 0.52 which smaller one.

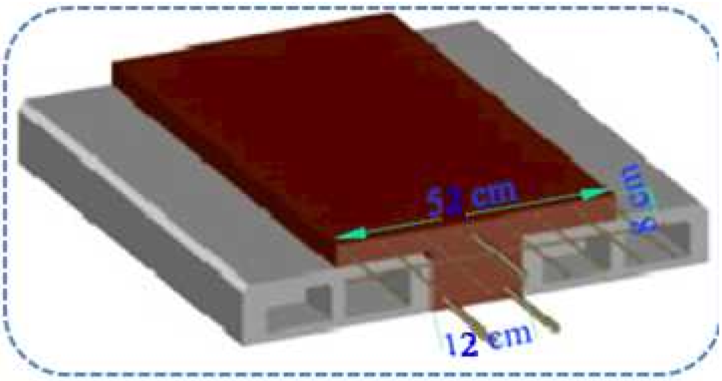


Fig. 4-2 Section of one-way ribbed slab

(4.3.1) Calculation of dead load and live load for Topping:

1. Tiles = (0.52) (2) = 1.04 kN/m
2. Topping = (0.52) (0.08) (25) = 1.04 kN/m
3. Block = (0.4) (0.24) (9) = 0.864 kN/m
4. Plaster = (0.52) (0.02) (22) = .228Kn/m
5. Partion = (1.25)(0.52) =0.65 kN/m
6. Rib = =0.12*0.24*25 = 0.72 kN/m

Total dead load for one way rib = 4.54 kN/m

Total live load for one way rib = (5)*(0.52)= 2.6 kN/ m

(4.4)Design of ribs (R1)

Load on rib

Total dead load for one way rib = 4.54 kN/m

Total live load for one way rib = (5)*(0.52)= 2.6 kN/ m

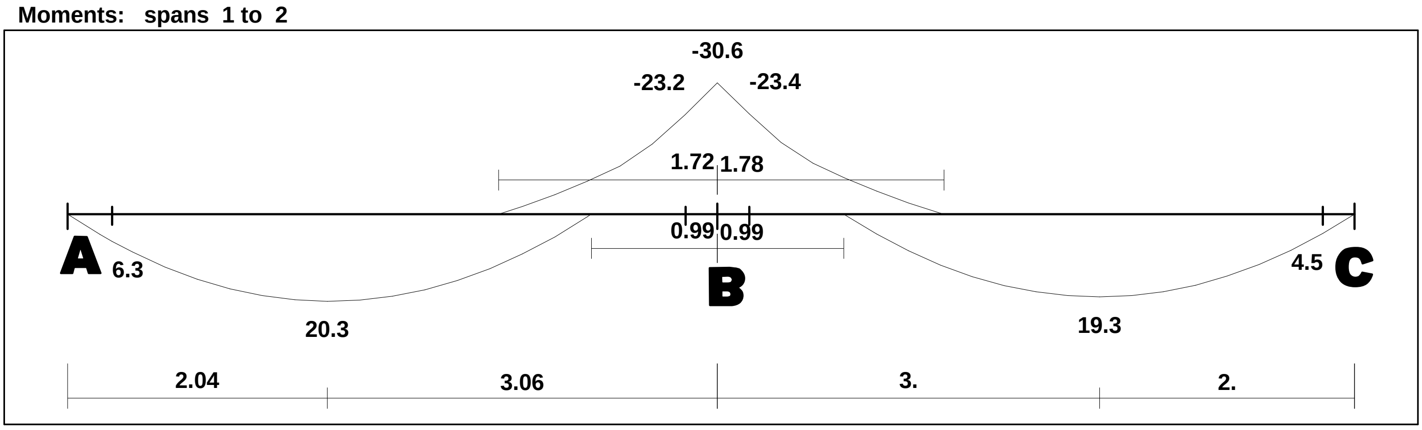


Fig. 4-3: moment in one-way ribbed slab

(4.4.1) Design of negative moment

Support B :-

Mu = - 23.4 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{23.4}{.9}$ = 26 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 26/120(290) ² = 2.57 Mpa

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

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

$$\circ \;= \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(2.5)}{412}}) = 0.0067$$

ρreq= 0.0067

As $_{req.}$ = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.0067* 120 * 290 = 232.8 mm^2

As min =(0.25/fy)$* b * d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24} * 120 * 290$

As min =103.4 mm^2

Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=118.25 mm^2

⇨ Asmin. = 118.25 mm^2
⇨ $As_{req.}$ = 232.8 mm^2

➢ Select 2Φ 14 With As = 307.7 mm^2

Check for Yielding:

T=C
⇨ As * fy = 0.85 * fc' *a * b
(232.8) * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a
➢a=37.5 mm
X=a/.85= 37.5/.85 = 44.2
ξS= (d/x *.003)-.003 = ((290/44.2) *.003)-.003 =0.02

⇨0.02 > 0.005
⇨Ok

(4.4.2) Design of Positive Moment:

This design for 4.95 m , 4.96 m spans are as follows:-

Effective Flange width (b_E) according to ACI Code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 4.05 / 4 = 101cm

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

b_E = b_w + .5L C1+.5LC2 = 52 cm……………….. Control

Span (1):
Mu = 19.1 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{19.1}{.9}$ = 21.2 KN.m

Check if a<t:
Assume a = t
C = 0.85* fc' * t * b_E
C = 0.85 * 24 * 80 * 520 = 849 KN.m

$$Mn = C * \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

Mn=849*(29-8/2)= 212 KN
23.11<212
⇨t < a
➢ Design of rectangular section with b = be:

Rn = Mn/bd^2 =19.1/520*290^2

Rn = 0.44 MPa

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.44)}{412}}) = 0.001$$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.001 * 520 * 290 = 161.6\ mm^2$

$As\ min = 0.25\sqrt{fc} * b * d /\ Fy$

$As\ min = (0.25/412)\sqrt{24} * 120 * 290$
$As\ min = 103\ mm^2$
Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412 =121.8 mm^2

- Select 2Φ 12With As = 226 mm^2

For all positive moment.

(4.4.3)Design of shear:

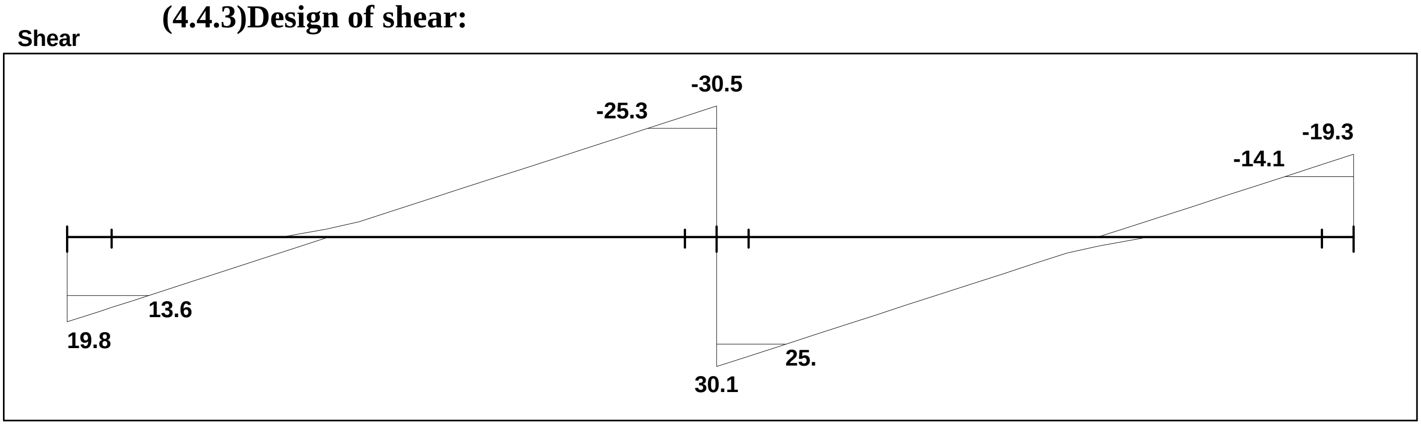


Fig. 4-4: Design of shear:

$$V_u \max = 25.3KN$$

$$0.5\Phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$= 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 290 = 10.7KN$$

Ø*Vc= 0.75* $\frac{1}{6}\sqrt{24}$ *120*290=21.3KN
minØ*Vs =0.75*bw*d/3 =0.75*120*290/3 = 8.7 KN
*Min Shear reinforcement is required

Select Ø8 with 2 legs

Av = π* $\frac{D^2}{4}$ *No of legs

Av = 3.14* $\frac{8^2}{4}$ *2

Av = 100 mm^2
Ø*Vs= 0.75*Av*d*fy/s
S =.75*100*412*290/8700
S = 1 m

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \quad cm$$

$$(S) \le 60 \ cm$$

We assume s =12.5 cm.
From ACI cod 11.5.6
Avmin =(1/16fy)bw*s* $\sqrt{fc}$
Avmin = (1/3)bw*s/fy.
→Avmin = (1/16*412)*120*125*$\sqrt{30}$ =12.5mm^2
→ Avmin =(1/3)*120*125/412 = 12 mm^2

SO use the smallest of the three limitations

(s)=14.5 cm

Use 1Ø8 @100 mm

(4.5) Design of Beam (1):

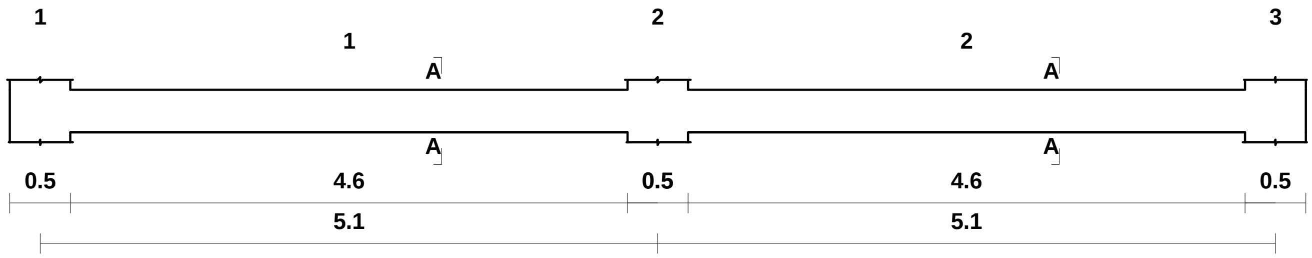


Fig. 4-5: Design of Beam (1):

Calculation of thickness and dimension:

Determination of beam width:

d = 32-4-1-1 = 26 cm

$\varepsilon y = \frac{Fy}{Es} = \frac{412}{200\,00} = 0.002$

$\frac{Xb}{0.003} = \frac{26}{0.005}$

➢Xb = 15.5 cm.

$a_b = \beta * X_b = 0.85*15.5 = 13.1$ cm

T=C ➢$0.85x\ fc' * b * a_b = \rho_b * b * d * fy$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times fc' \times b \times a_b}{b \times d \times fy} = \frac{0.85 \times fc' \times a_b}{d \times fy}$$

$= \frac{0.85*24*13.1}{26*412} = 0.03$

but $\rho_{max.} = 0.63 * \rho_b$

➢ $\rho_{max.} = 0.63 \text{ x } 0.03 = 0.0196$

➢ $\rho = 0.5\ \rho_{max} = 0.375\ \rho_b$

➢ $\rho = 0.375*0.03 = 0.011$

Moments: spans 1 to 2

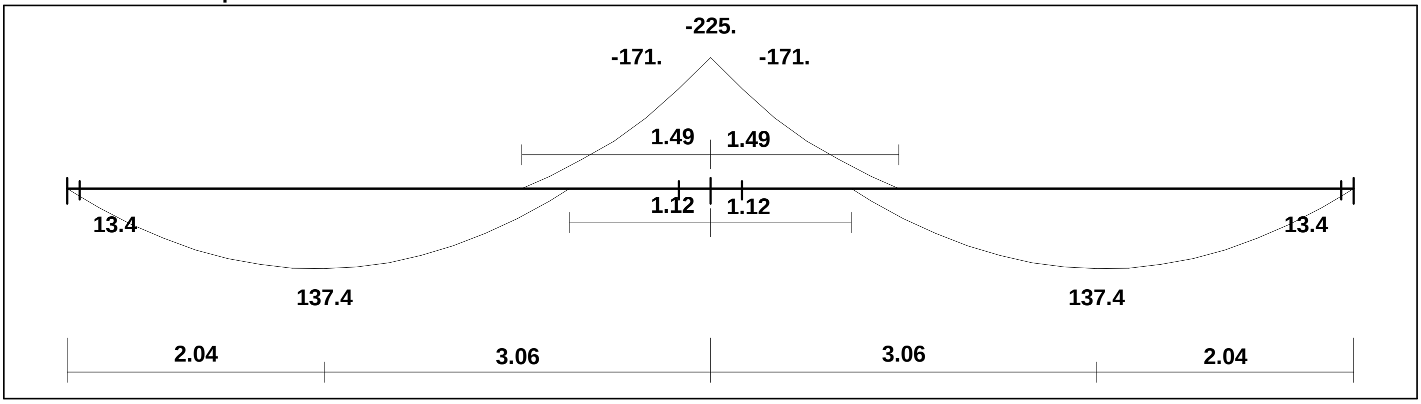


Fig. 4-6: Design of moment of Beam (1):

Max Dead reation = 19.5KN →=19.5/0.52 = 37.5 KN/m.+21 KN/m from the wall
Max Live reation = 9 KN →=9/0.52 = 17 KN/m. this forces are factored

M_u max. = 171 KN.m …….. from the fig (4.6)

Mn = Mu/Ø= $\frac{171}{.9}$ = 190 KN.m

Rn= ρ*fy(1-0.5 ρm)

Rn = 0.011*400(1-(0.5*0.011*20.2)) = 3.9 Mpa

Rn = Mn/bd²

3.9= 171*10^6/b(260²)

➢b = 64.8 cm

take b= 65 cm.

(4.5.1) Design of Positive Moment:-

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

$A_{s\ min}$=(650)(260)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*560*260/412 not less than.

➢$A_{s\ min} = 5.2cm^2$

Span (1):

Mu = 137.4 KN.m ………from fig (4.6)

Mn = Mu/Ø= $\frac{137.4}{.9}$ = 152.6 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 152.6^6/650(260) ² = 3.47Mpa

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

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 3.5/412}$)

ρReq=0.009

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.}$ = 0.009* 65 * 26 = 15.2 cm^2> As min = 5.2 cm^2

⇨ $As_{req.}$= 15.2 cm^2

➢ Select 4Φ 25 With As = 19.62 cm^2

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' × b × a

1962 × 420 = 0.85 × 24 ×650× a

➢ a=62 mm

X=a/.85= 62/.85 = 73

ξS= (d/x *.003)-.003 = ((290/73) *.003)-.003 =0.009

⇨0.009 > 0.005 ok

(4.5.2) Design of negative moment

Mu = - 171 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{171}{.9}$ = 190 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 190^6/650(260) ² = 4.3 Mpa

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

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 4.3/412}$)

ρReq=0.01

$As_{req.}$ = ρ * b * d

$As_{req.}$ = 0.01* 65 * 26 = 16.9cm^2>As min = 5.2cm^2.

⇨ $As_{req.}$= 16.9 cm^2

➢ Select 4Φ 25 With As = 19.62 cm^2

Check $As_{req} < As_{max}$

T=C

0.85*24*a*650=1690*412

➔a=52.5 mm

X=a/B = 52.5/0.85 = 62 mm.

➔ $\frac{0.003}{0.003 + \varepsilon s}$= 6.2/26 ➔ $\varepsilon s = 0.009 > 0.005$ OK.

(4.5.3) Design of shear

Shear

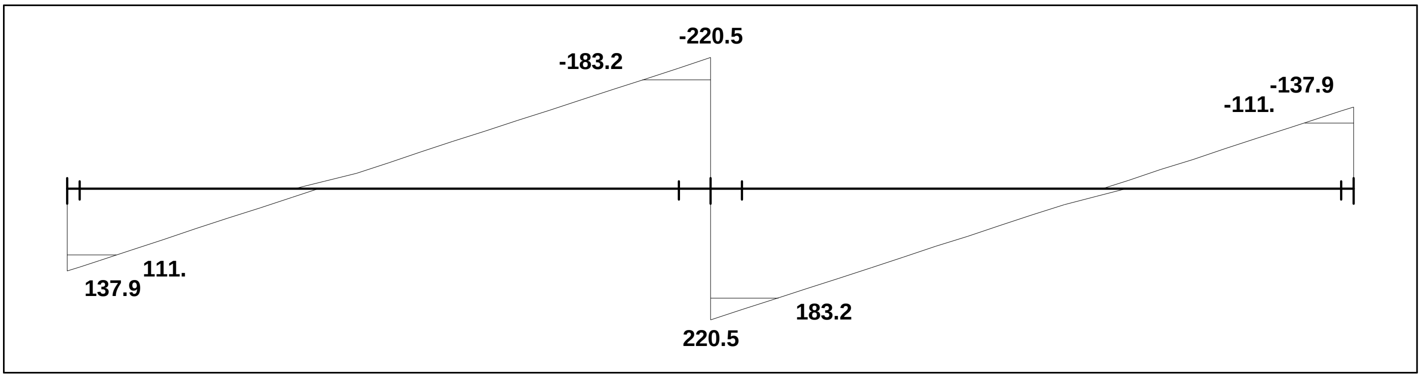


Fig. 4-7: Design of shear of Beam (1):

V_u =183 KN………………..As shown in Fig. (4.9)

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$\Phi V_c = 0.75*650*260*\sqrt{24}/6=103$ KN.

$$\min \Phi\ Vs_{\min.} = 0.75\left(\frac{1}{3}\right)bd$$

min. $\Phi\ Vs_{\min} = 0.75*65*26/3 = 42$ KN

$(\Phi V_c + \Phi\ Vs_{\min}) = 103+42 = 145$ KN

$\Phi \sqrt{fc}\, bw\ d/3 = 0.75*\sqrt{24}*650*260/3=206$ KN

$Vu_{\max.} \leq (\Phi V_c + \Phi *b*d*\sqrt{fc}/3)$

$183 \leq 103+206=309$ KN

$\therefore$ *Category*(4) *Satisfy* :

$\Phi Vs = Vu\ max - \Phi V_c$.

Φ Vs = 183 – 103 = 80 KN

Select Av $\Phi 10$ stirrups with 2Legs

⇨Av = 157 mm^2

$\Phi * Vs = \dfrac{\Phi*Av*Fy*d}{Sreq}$ ⇨S_{req} =0.75*157*412*260/80^3=157 mm

But $S \leq \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$ & $S \leq 60$ cm

➢ Select 2Φ 10 @ 14 cm.

(4.6) Design of column (C15)

(4.6.1) Design of Cross Sectional Area:

The Max reaction = 483.4 **KN**.

own weight=14.4 KN.

➔qu = 483.4+14.4= 498.8

= 498.8*3 = 1496 **KN**

Pu = 1496 KN

Pn req = 1496/0.65= 2302 KN

Use ° = ° g =1.5 %

2302×10^{3} = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 * Ag {0.85(24)+0.015(412-(0.85)(24))}

Ag = 1180 cm^2

Try 40cm x 30cm => Ag = 1200cm^2 > $Ag_{req.}$ = 1180 cm^2

Lu= 3.6m

$M_1 = M_2 = 1$

K=1

r = 0.3×h = 0.3×0.3 = 0.09

Chick for Slenderness:

$$\left(\frac{KLu}{r}\right) < (34-12)\frac{M_1}{M_2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

M_1: the smaller of end moment on the member.

M_2: the larger of end moment on the member .

$$\Rightarrow\left(\frac{Klu}{r}\right) = \left(\frac{1x3.5}{0.3x0.30}\right) = 38.88 > 22$$

☞Long Column & Slenderness effect must be considered.

(4-6-2) Design of reinforcement

$$EI = \left(\frac{0.4E_cI_g}{(1+\beta_d)}\right)$$

Where:

Ig: Gross moment of inertia ignoring steel.

βd: (Factored axial dead load)/(Factored axial total load).

Ec= 4750$\sqrt{fc'}$ = 4750 * $\sqrt{24}$=23227.5Mpa

$$\beta_d = \frac{1.2\,D_L}{1.2D_L + 1.6L_L}$$

Bd = 329/483 = .68

$$I_g\,5\,\frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.50\times(0.30)^3}{12} = 1.35\times10^{-3}\ m^4$$

➔$EI=0.4*23227.5*1.35\times10^3$ /(1+.68) =7.46 MN.m^2.

$$P_{Critical} = \frac{\pi^2\times EI}{(K\times L_u)^2}$$

= 5.6 MN

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1.0$$

$$\delta ns = \left(\frac{Cm}{1-(\ Pu/0.75P_{Critical}\ )}\right) \geq 1$$

$$\delta ns = \left(\frac{1}{1-(1632/0.75\times193.4)}\right) = 1.58 > 1$$

$$e_{min} = 15 + (0.03\times h)$$

$$e_{min} = \frac{15+(0.03\times300)}{1000} = 0.024\,m$$

$$e_{req.} = e\times\delta_{ns} = 0.024\times1.58 = 0.038\,m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.038}{0.3} = 0.127$$

From Interaction Diagram(Fig. 4-8):

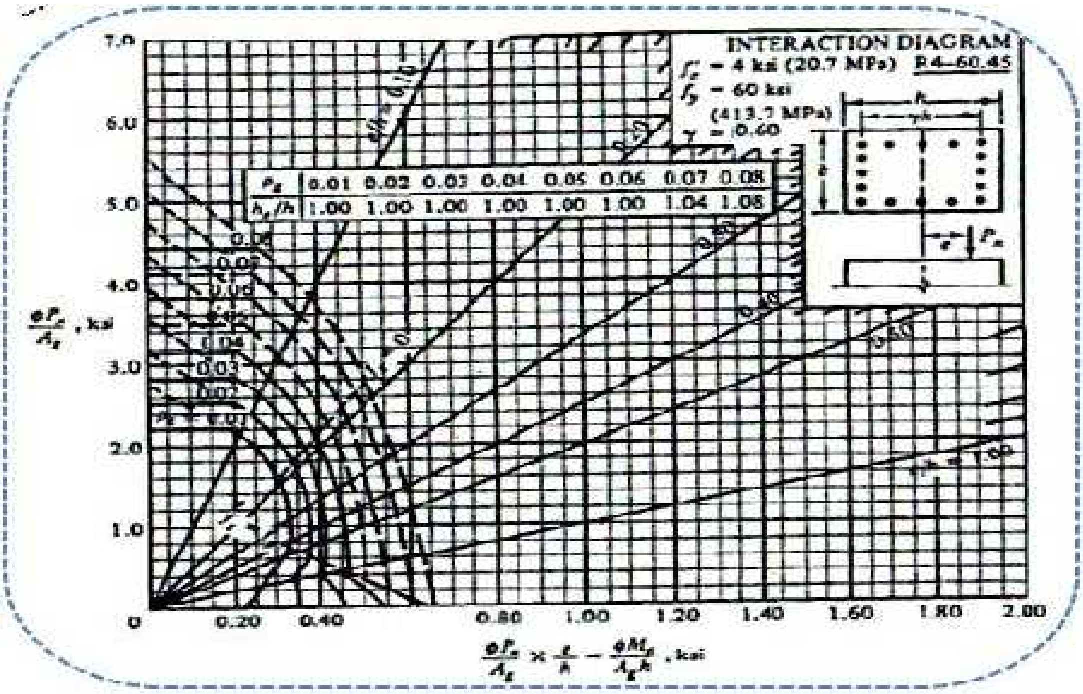


Fig. 4-8 Interaction Diagram.

$$\frac{\Phi Pn}{Ag} = \frac{2302*103}{0.5*0.3} * \frac{145}{1000} = 2\,Psi$$

fc' =30 Mpa = 4.35Ksi use 4 Ksi

Fy = 412Mpa =60.9 Ksi use 60 Ksi

d' = 4+1+1= 6cm

d = 30 - 6 = 24cm

$$\gamma = \left(\frac{d-d'}{h}\right) = \left(\frac{24-6}{30}\right) = 0.6$$

From chart $°g < °_{min}$

⇨ $°_g = 0.01$

2302×10^3 = 0.8 120000 {0.85 fc' + $°g$ (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 * 120000 {0.85(24)+ $°g$ (412-(0.85)(24))}

→ $°g$ = 0.01

$As = °_g \times b \times h$

As = .01*40*30=12 $cm^{2.}$

Use Φ16 with As $= 2.01\,cm^2$

NO of bar = (12/2.01) = 5.97 $cm^{2.}$

$Check\,\Phi P_n > P_u$

$As_{provided}$ for $8\Phi16 = 16.08\,cm^2$

$\Phi\,Pn = 0.65\times0.8\left[0.85fc'(Ag-Ast)+fy\times Ast\right]$

$\Phi\,Pn = 0.65\times0.8\left[0.85fc'(150000-1608)+(420\times1608)\right]$

ΦPn=2318.8 KN>2302 KN

OK.

4-6-3) Design Of The Tie Reinforcement:

Use Φ 10 ties.

Spacing ≤ 16 Ξ d_b (Longitudinal bar diameter)

=16 Ξ 1.6=25.6 cm.

≤ 48 Ξ d_t (ties bar diameter) = 48 Ξ 1.0=48cm.

≤ Least dimension=30cm.

Use " Φ 10" ties @ 25 cm spacing.

Use **50cm×30cm** with **8 Φ 16 bars**. with **Ø 10 ties @ ٣٠cm** spacing .

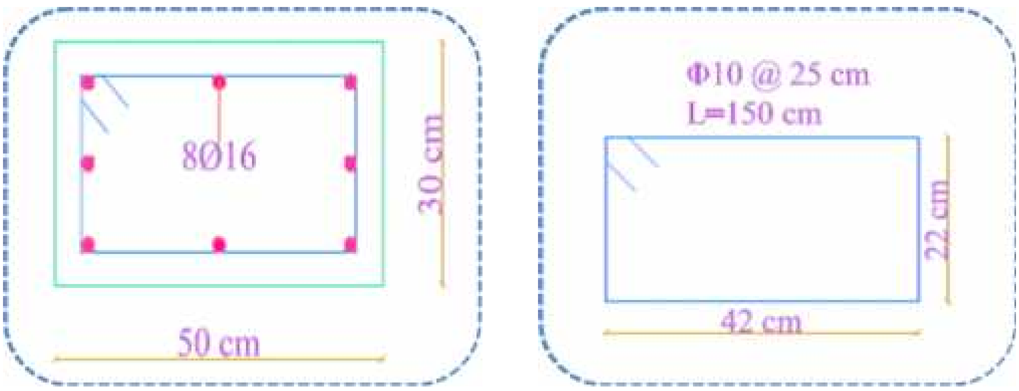


Fig. 4-9 Reinforcement of Column.

4-7 Design of Stairs:

(4-7-1) Design of the First Stair:

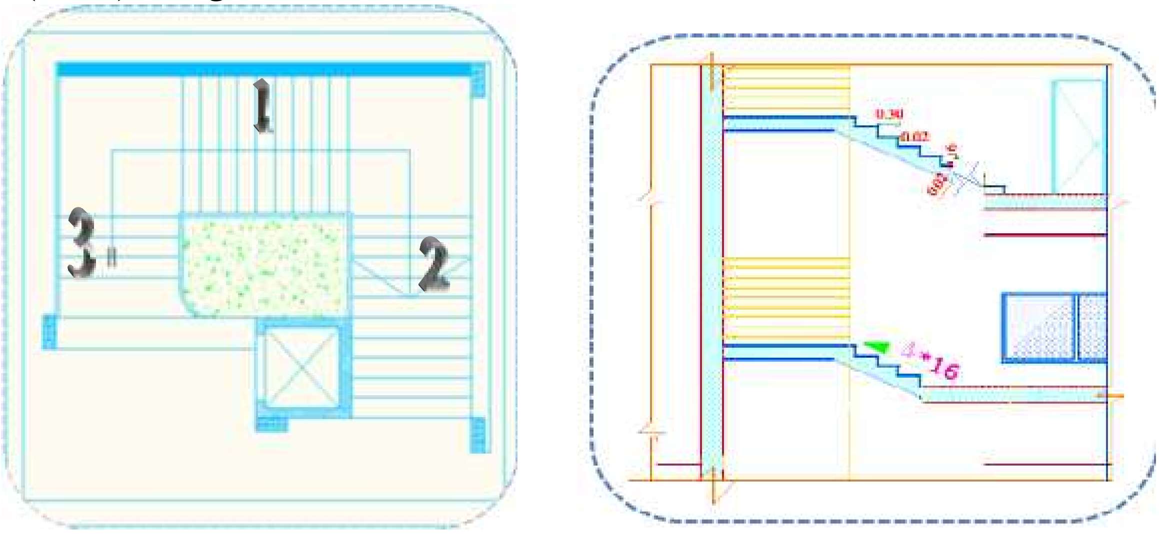


Fig. 4-11 Design of Stair.

4-7-1-1 Determination of Loads on Stair:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$$

h =150/20 =7.5cm

h = 300/20 =15cm

Select h = 15 cm

$$- = \tan^{-1}(\frac{16}{30}) = 28.8^{\circ}$$

$$\text{(DL) Plaster} = \frac{(0.03m)(22kN/m^3)}{\cos 28.8} = 0.753kN/m^2$$

$$\text{(DL) H – plate} = 0.04 * 22 * \frac{0.33}{0.30} = 0.968 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{(DL) V – plate} = 0.03 * 22 * \frac{0.16}{0.30} = 0.363 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{(DL) Plate cover} = \frac{(0.15m)(25kN/m^3)}{\cos 28.8} = 4.28kN/m^2$$

$$\text{(DL) Stair} = (\frac{0.16m}{2}) * 25kN/m^3 = 2.06kN/m^2$$

(DL) H – mortar = 0.03 * 22 = 0.66 KN/m^2

(DL) V – mortar = 0.03 * (0.165/0.3) * 22 = 0.363 KN/m^2

Total dead load = 12.6 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load

Wu **= (**1.2×12.6) + (1.6×5)

Wu = 23.12 kN/m^2**.**

for 1m of the stair slab

Wu = 23.12 kN/m**.**

4-7-1-2 Determination of Loads on landing:

Dead Loads Of Landing:

(DL) Concrete Plat = 0.15×25 = 3.75 KN/m^2

(DL) mortar = 0.02×22 = 0.44 KN/m^2

(DL) Tiles = 0.03×22 = 0.66 KN/m^2

(DL) Plaster = 0.02×22 = 0.44 KN/m^2

Total Dead Loads of Landing = 5.3 KN/m^2

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load

Wu **= (**1.2×5.3) + (1.6×5)

Wu = 14.3 kN/m^2**.**

for 1m of the stair slab

Wu = 14.3 kN/m**.**

4-7-2 Design of positive moment:

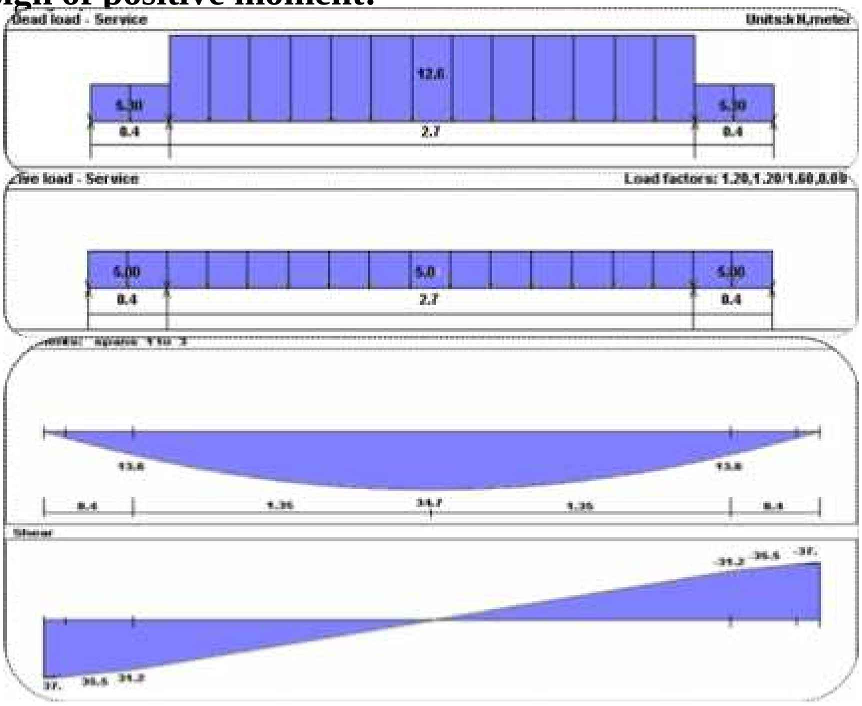


Fig. 4-12 Moment & Shear diagram of the First Stair.

From

Moment Diagram(Fig4-12)

Mu = 34.7 KN.m

using Φ 12bars

d = 15-2-0.6 = 12.4 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{34.7}{.9} = 38.4 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 38.4\text{^}6/1000(124)^2 = 2.66 \text{ Mpa}$$

$$\rho Req = 1/m\,(1-\sqrt{1-2mRn/Fy})$$

$$\rho Req = 1/20.2\,(1-\sqrt{1-2*20.2*2.66/412})$$

ρReq=0.0069

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.} = 0.0069 * 100 * 12.4 = 8.36\ cm^2/m$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\,min}=(1000)(123)(0.25)\sqrt{24}/412 \geq 1.4*1000*123/412$ not less than.

➢ $A_{s\ min} = 4.2cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2/m$

➢ Select Φ 14/15cm

With As =$\pi * \frac{(1.4)^2}{4}$*100/15= 10.25 cm^2 >8.36 cm^2/m.

4-7-2-1 Check of Strain:

Check $As_{req} < As_{max}$

T=C

0.85*24*a*1000=836*412

➔a=16.88 mm

X=a/B = 16.88/0.85 = 19.86 mm.

➔$\frac{0.003}{0.003+\varepsilon s}$ = 19.86/124 ➔$\varepsilon s = 0.015 > 0.005$ OK.

4-7-2-2 Development Length of Bars:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}} \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

For Φ14 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1.4=58cm or Ld= 40Φ=56cm

Use Ld = 60 cm.

4-7-2-3 Lateral Reinforcement:

$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2/m$

$0.2 \times As = 0.2 \times 8.68 = 1.7\ cm^2/m$

$\Rightarrow As = 2.7\ cm^2/m.$

☞ Select Φ 8 with As = 0.5 cm^2.

S=$\frac{0.5}{2.7}$*100= 18

Select S=15 cm

As= $\frac{0.5}{15}$*100 = 3.3

4-7-3 Design of the Second Stair:

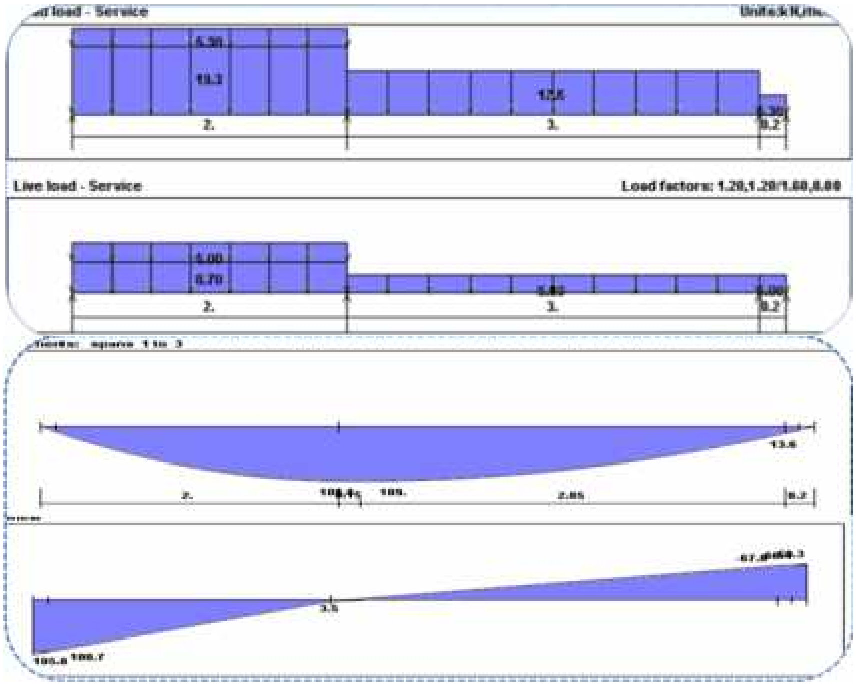


Fig. 4-13 Moment & Shear diagram of the second Stair.

Total un Factored dead Loads of Landing = 5.3+19.3 = 24.6 kN/m.

Total un Factored live Loads of Landing = 5+8.7 = 13.7 kN/m.

Un Factored Loads of Stairs as Shown in the First Stairs (For 1m Strip) =12.6 kN/m.

Mu = 109 KN.m

using Φ 20bars

d = 15-2-1 = 12 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{109}{.9} = 121 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 121\ ^\wedge 6/1000(120)^2 = 8.4 \text{ Mpa}$$

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)
ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*8.4/412}$)
ρReq=0.028

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.028 * 100 * 12 = 34.67\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min}=(1000)(120)(0.25)\sqrt{24}/412 \geq 1.4*1000*120/412$ not less than.

➢ $A_{s\ min} = 4.2cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2/m$

➢ Select Φ 28/15cm
With $As = \pi * \frac{(2.8)^2}{4} * 100/15 = 41\ cm^2$ /m.

4-7-3-1 Check of Strain:

Check $As_{req} < As_{max}$

T=C

0.85*24*a*1000=3467*412

➔a=70 mm

X=a/B = 70/0.85 = 82.37 mm.

➔ $\frac{0.003}{0.003+\varepsilon s}$ = 82.37/120 ➔ $\varepsilon s = 0.001 < 0.005$ Not OK.

4-7-3-1-1 Recalculate for stair:

Take h= 20 cm →d= 20-2-1= 17 cm.

Mn= 121 KN→Rn= 4.18 → ρ= 0.01

$As= 0.01*100*17= 19.54\ cm^2$ /m.

4-7-3-1-2 Check for minimum reinforcement:

➢ $A_{s\ min} = 7\ cm^2$ & ➢ $A_{s\ for\ shrinkage} = 3.5\ cm^2$

➢ Select Φ 20/15cm
With $As = \pi * \frac{(2.0)^2}{4} * 100/15 = 20.9\ cm^2$ /m> $19.54\ cm^2$ /m. OK

4-7-3-1-3 Recalculate of Strain:

→ $\varepsilon s = 0.008 < 0.005$ OK.

4-7-3-2 Development Length of Bars:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}} \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

For Φ20 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1*1.2=83 cm or Ld= 40Φ=80cm

Use Ld = 80 cm.

4-7-3-3 Lateral Reinforcement:

As = 0.0018×b×h = 0.0018×100×20 = 3.5 cm^2/m

0.2×As = 0.2×19.54=3.9 cm^2/m

⇒ As = 3.9 cm^2/m.

☞ Select Φ 10 with As = 0.785 cm^2.

S=$\frac{0.785}{2.7}$*100= 29

Select S=15 cm

As= $\frac{0.785}{15}$*100 = 5.2 cm^2.

4-7-4 Design of the third Stair:

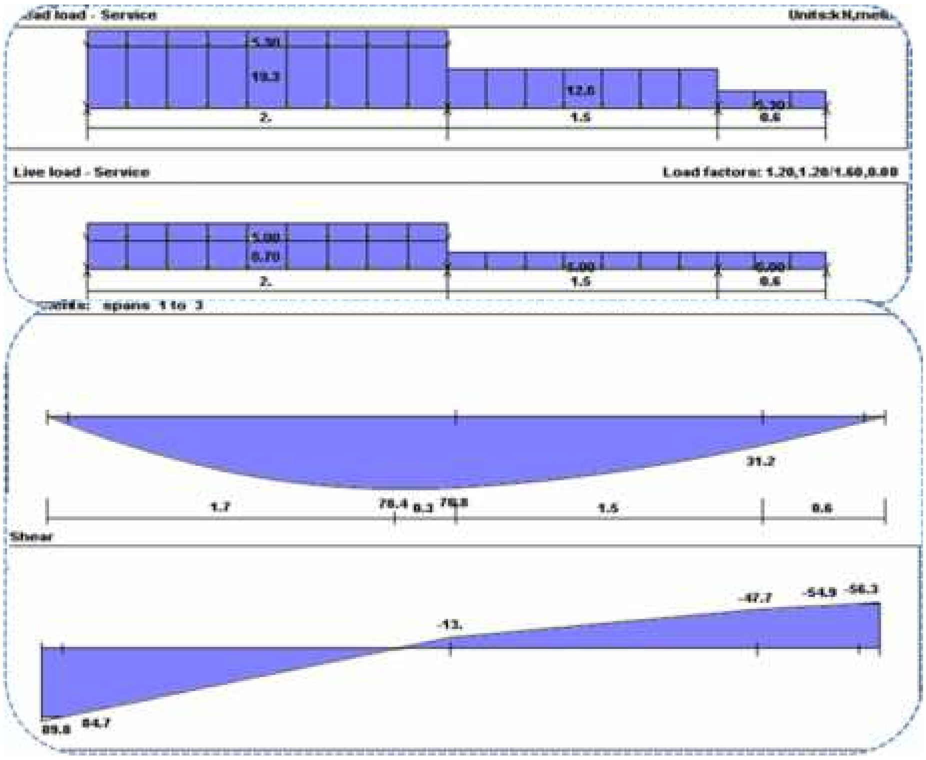


Fig. 4-27 Moment & Shear diagram of the Second Stair.

Mu = 78.2 KN.m

using Φ 20bars

d = 15-2-1 = 12cm.

$m = \dfrac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$

$Mn = Mu/Ø = \dfrac{78.2}{.9} = 86.85$ KN.m

$Rn = \dfrac{Mn}{.bd^2} = 86.85$^6/1000(124) ² = 6 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 6/412}$)

ρReq=0.017

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.} = 0.017 * 100 * 12.4 = 21.4\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:

$A_{s\ min}$=(1000)(120)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*1000*120/412 not less than.

➢$A_{s\ min}$ = 4.2cm^2

For Shrinkage &Temperature :

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×15 = 2.7 cm^2/m

➢ Select As_{req} =21.4 cm^2
➢ Select Φ 28/15cm
With As =π*$\frac{(28)^2}{4}$*100/15= 41cm^2 /m >33.48 cm^2/m

4-7-4-1 Check of Strain:

Check $As_{req} < As_{max}$

T=C

0.85*24*a*1000=2140*412

➔a=43.2 mm

X=a/B = 43.2/0.85 = 50.8 mm.

➔$\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_s}$ = 50.8/120 ➔$\varepsilon_s = 0.004 < 0.005$ NOT OK.

4-7-4-1-1 Recalculate for stair:

Take h= 20 cm →d= 20-2-1= 17 cm.

Mn= 86.85 KN→Rn= 3 → ρ= 0.007

As req= 0.007*100*17= 13.4 cm^2 /m.

4-7-4-1-2 Check for minimum reinforcement:

➢$A_{s\ min}$ = 7 cm^2&➢$A_{s\ for\ shrinkage}$ = 3.5 cm^2

➢ Select Φ 16/15cm
With As =π*$\frac{(1.6)^2}{4}$*100/15= 13.4 cm^2 /m= As req. OK

4-7-4-1-3 Recalculate of Strain:

→ $\varepsilon_s = 0.012 < 0.005$ OK.

4-7-4-3 Development Length of Bars:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}} \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

For Φ16 bars:

Ld= $\frac{412}{2\sqrt{24}}$*1*1*1*1.6=67 cm or Ld= 40Φ=64cm

Use Ld = 70 cm.

4-7-4-4 Lateral Reinforcement:

As = 0.0018×b×h = 0.0018×100×17 = 3.5 cm^2/m

0.2×As = 0.2×13.4=2.68 cm^2/m

⇒ As = 3.5 cm^2/m.

☞ Select Φ 8 with As = 0.5 cm^2.

S=$\frac{0.5}{2.7}$*100= 18

Select S=15 cm

As= $\frac{0.5}{15}$*100 = 3.3 cm^2/m

4-8 Design of Mat Foundation:

4-8-1 Load calculation :

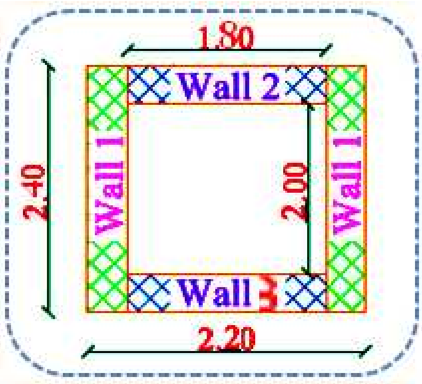


Fig. 4-28 Geometry of Mat Foundation.

Dead Loads of Wall (1) per meter = H × (W) × γc

= 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

q_U from solid elevator slap on each wall = 21 KN/ m.

factored Load of wall = 99 KN/ m.

Load of wall (3) from beam &ribs = 112 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (1) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (2) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (3) = 21+99+112 = 232 KN/ m.

P total on shere wall = ((120×2.40×2)+(120×1.8)+(232×1.8)) = 1209.6 KN.

$$A_{Req.} = \frac{\text{Total Factored Load}}{1.4 \times \text{Allowable Bearing Pressure}}$$

$$Areq = \frac{1209.6}{1.4*500} = 1.8\ m^2$$

Use A = 2.6 × 2.4 m,

☞ $A = 2.6 \times 2.4 = 6.24\ m^2 > A_{Req.} = 1.8\ m^2$

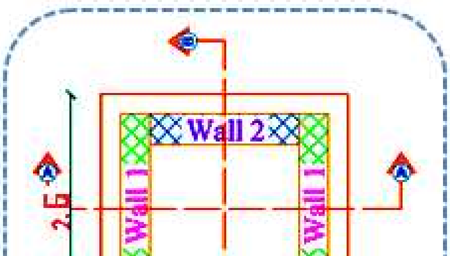


Fig. 4-29 Required Sections for Design.

4-8-2 Determination of Footing Depth:

→(121*2|2.6*1) = 93 KN/ m^2

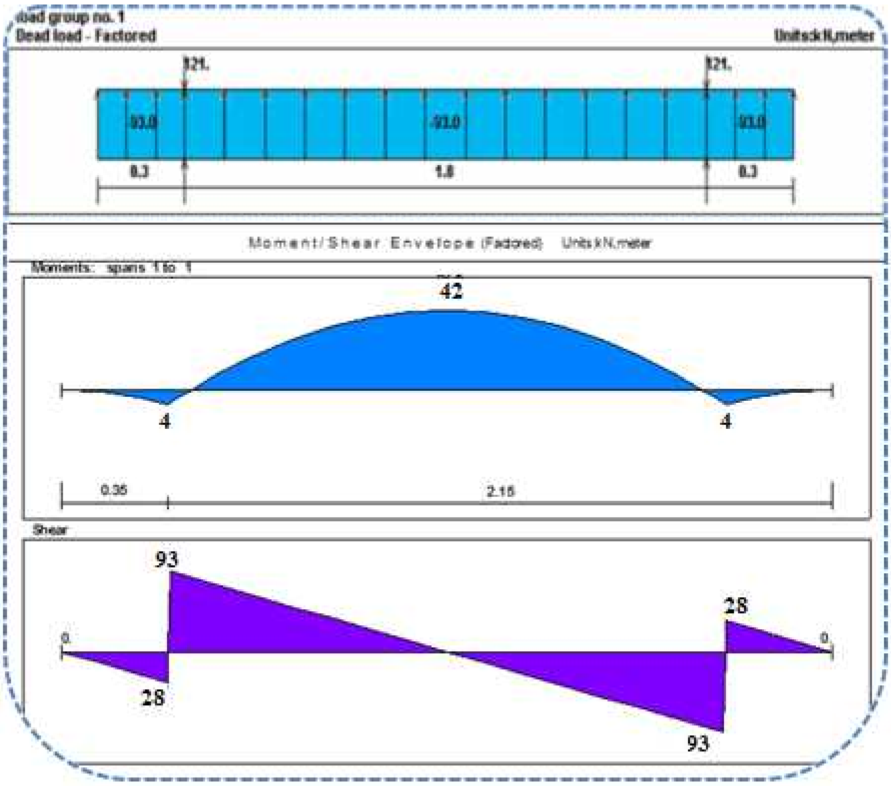


Fig. 4-30 Shear &Moment Envelope of Mat Footing Section A-A.

Vu =93 KN…(From Fig. 4-24)

$$\Phi \times V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} \times b_w \times d \;=\; 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1000 \times d = 684.65d$$

Let Vu = Φ Vc.

$93 \times 1000 = 684.65$ d

⇨ d = 14 cm

Assume Φ10 for main reinforcement.

h_{Req} = 14+1+ 6 + 1 = 22 cm.
take h= 30 cm & d= 22 cm.

4-8-3 Design in X- Direction.

Bearing capacity for Section A-A.
→**(121*2|2.6*1) = 93** KN/ m^2

☞ σ_1 = 167.7 KN/ $m^2 < 1.4 \times$B.C = 700 KN/ m^2
☞OK.

Section A-A:
By using atir software we found that the shear and the moment envelope of this section is as in figure(4-24).

4-8-3-1 Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in X direction).

Mu = 4 KN.m / meter strip, (At the Face of Support).

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$$

$$Mn = Mu/Ø = \frac{4}{.9} = 4.4 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 4.4\text{^}6/1000(220)^2 = 0.1 \text{ Mpa}$$

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 0.1/412}$)

ρReq=0.00024

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.0024 * 100 * 22 = 0.53\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:
$A\,s_{min}$=(1000)(٢20)(0.25)$\sqrt{24}$/412≥1.4*1000*٢20/412 not less than.

➢ $A\,s_{min} = 7.5\ cm^2$

For Shrinkage &Temperature :

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2/m$

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 0.53 = 0.7\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 5.4\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with $As = 1.13\ cm^2$ "For Bottom Reinforcement"

$$S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\ cm$$

Select S=20 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{20} \times 100 = 5.65\ cm^2 > As_{req} = 5.4\ cm^2$$

4-8-3-2 Design of negative moment :-

Top reinforcement (in X direction).

Mu = 42 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

Mn = Mu/Ø= $\frac{42}{.9}$ = 46.6 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 46.6^6/1000(220) ² = 0.96 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*0.96/412}$)

ρReq=0.0024

$As_{req.} = \rho * b * d$

$As_{req.} = 0.0024 * 100 * 22 = 5.3\ cm^2 < As_{min} = 7.5\ cm^2$

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 5.3 = 6.9\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 6.9\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with $As = 1.13\ cm^2$ " For Top Reinforcement "

$$S = \frac{1.13}{7.33} \times 100 = 15.4\ cm$$

Select S=15 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{15} \times 100 = 7.53\ cm^2 > As_{req} = 7.33\ cm^2$$

4-8-4 Design in Y- Direction

4-8-4-1 Load calculation :

Dead Loads of Wall (1) per meter = H × (W) × γc

= 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

q_U from solid elevator slap on each wall = 21 KN/ m.

factored Load of wall = 99 KN/ m.

Load of wall (3) from beam &ribs = 112 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (2) = 21+99 = 120 KN/ m.

Total Factored Loads of wall (3) = 21+99+112 = 232 KN/ m.

4-8-4-2 Eccentricity Calculations:

∑My=0

My= 121*1.1 + 232*1.1 = 388.3KN.

Pu= 1209 KN as calculated before.

ey = $\frac{My}{Pu}=\frac{388.3}{1208}$ =0.32m < $\frac{bx}{6}=\frac{2.6}{6}$ = 0.43m OK.

4-8-4-3 Bearing Pressure for Section B-B:

☞ σ_1 =(Pu/ A) + $\frac{My}{Iy}$ *X.

but Iy = $\frac{bh3}{12}$.

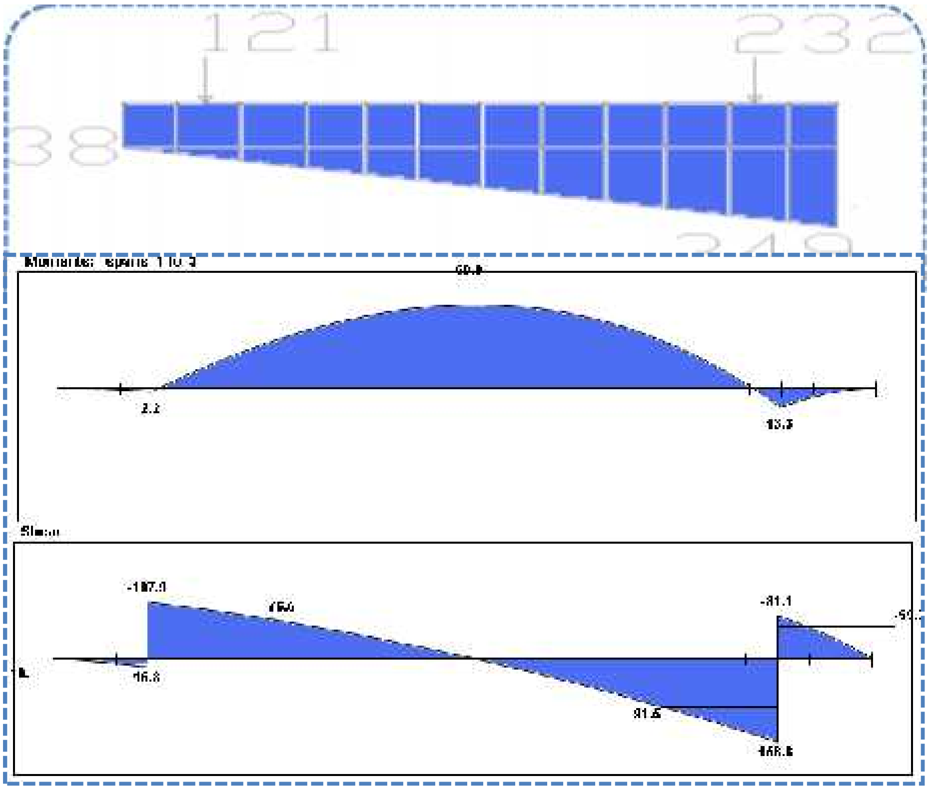
=($2.6*2.4^3$ /12) = 2.99.

☞ σ_{max} =(1209/ 2.6*2.4) + $\frac{388.3}{2.99}$ *1.2 = 349.5 KN.

☞ σ_{min} =(1209/ 2.6*2.4) - $\frac{388.3}{2.99}$ *1.2 = 38 KN.

☞ σ_{max} = 349.5 KN<1.4*500 = 700 KN/ m^2 OK.

From atir software we found that the shear and the moment envelope as in the following Figure(4-25).



Use

Fig. 4-31 Shear &Moment Envelope of Mat Footing Section B-B.

the same values of d and h as in section B-B;
(d=22 cm & h=30 cm).

4-8-4-3 Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in Y direction).

Mu = 13.3 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.2$

$Mn = Mu/Ø = \frac{13.3}{.9} = 14.7$ KN.m

$Rn = \frac{Mn}{.bd^2}$ = 14.7^6/1000(220) ² = 0.3 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*0.3/412}$)

ρReq=0.0007

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.0007 * 100 * 22 = 1.6\ cm^2$

Check for minimum reinforcement:
$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 1.6\ cm^2 < A_{s\ min} = 7.5\ cm^2$
$1.3As_{req.} = 1.3 \times 1.6 = 2.13\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 5.4\ cm^2$

☞ Select Ø 12 with $As = 1.13\ cm^2$ "For Bottom Reinforcement"

$$S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\,cm$$

Select S=20 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{20} \times 100 = 5.65\,cm^2 > As_{req} = 5.4\,cm^2$$

4-8-4-4 Design of negative moment :-

Top reinforcement (in Y direction).

Mu = 68.9 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

$Mn = Mu/Ø = \frac{68.9}{.9} = 76.5$ KN.m

$Rn = \frac{Mn}{.bd^2}$ = 76.5^6/1000(220) ² = 1.6 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 1.6/412}$)

ρReq=0.004

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.004 * 100 * 22 = 8.8\ cm^2 > A_{s\ min} = 7.5\ cm^2$
$1.3As_{req.} = 1.3 \times 8.8 = 11.44\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$

⇨ $As = 8.8\ cm^2$

☞ Select Ø 14 with $As = 1.13\ cm^2$ " For Top Reinforcement "

$$S = \frac{1.13}{7.33} \times 100 = 15.4\ cm$$

Select S=15 cm

$\Rightarrow$ As =(1.53/15)*100 = $10.2\ cm^2 > 8.8\ cm^2$ OK.

4-9 Design of Combined Footing (F5):

4-9-1 Loads Calculation:

Column C 1 (50 cm * 30 cm)

Factored Load = 1000 KN

Column C 1 (50 cm * 30 cm)

Factored Load = 1000 KN

Total Factored Load 1000+1000 = 2000 KN.

Soil weighting = 18 KN/m^3

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

Assume footing to be about 50 cm thick, in addition to about

15 cm of blinding concrete.

Footing weight = $1.2\times25\times0.5 = 15\ kN/m^2$

Back Fill weight above the footing = $1.6 \times (1.5\text{-}0.5) \times 18 = 28.8\ kN/m^2$

Blinding concrete weight = $1.2\times 0.15\times 25 = 4.5\ kN/m^2$

Pnet = 15+28.8+4.5 = 48.3 kN/m^2.

4-9-2 Determination the dimension of the combined footing :

$$\frac{Pu}{As_{req.}} + P_{net} \leq 1.4\times \text{Allowable Bearing Pressure}$$

$$\frac{2000}{As\ req} + 48.3 \leq 1.4 * 500$$

As req $= \frac{2000}{651.7} = 3\ m^2$.

Use L = 2.5 m, B = 1.5 m,

☞ $A = 2.5\times1.5 = 3.75\ m^2 > As_{req.} = 3\ m^2$

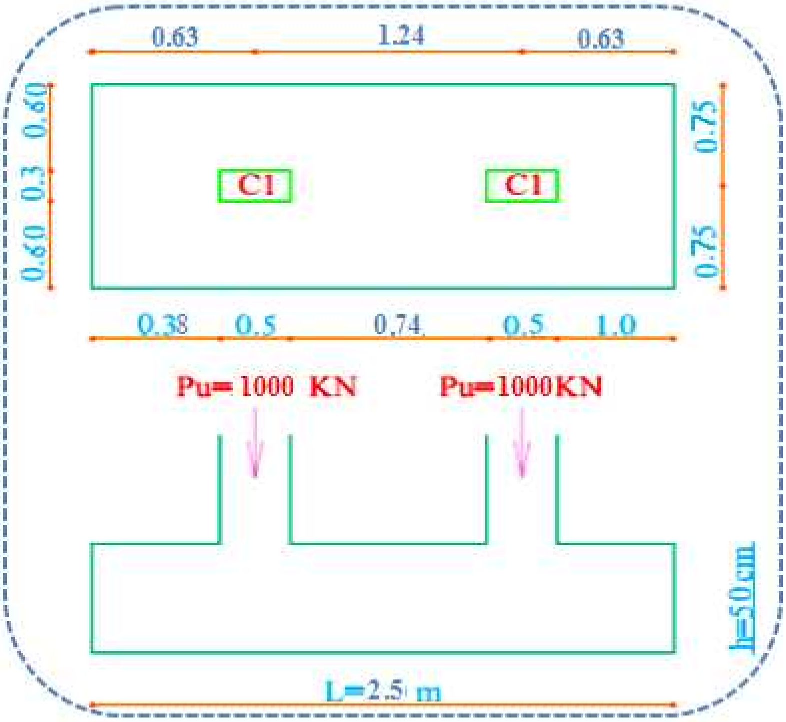


Fig. 4-32 Geometry of Combined Footing.

4-9-3 Determine the bearing pressure under Combined Footing

б bu = (Pu/A) +Pnet $\pm(Mx/Ix) * Y \ \pm(My/Iy) * X$

= (2000/3)+48.3+0 = 715 KN/ m^2<1.4 *500=718 KN/ m^2

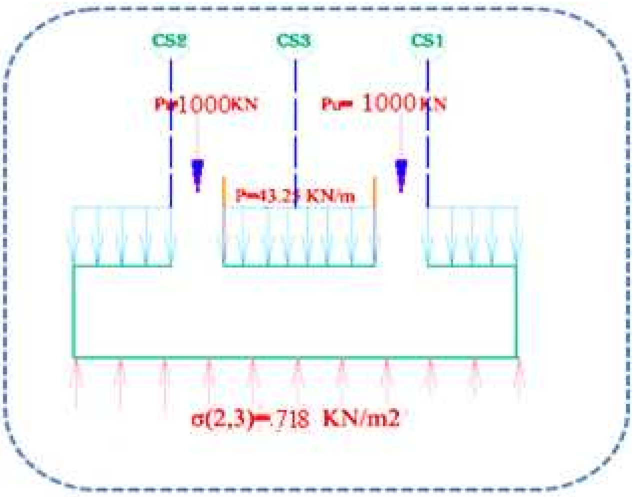


Fig. 4-33 bearing under Combined Footing.

4-9-3 Determine the Required depth of the Combined Footing :

Assume H= 50cm
d = 50 – 7.5 –1–1 = 40.5 cm
The punching shear strength is the smallest of:

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

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

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

Where:

$_c$ = a / b = 50 / 30 = 1.6

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

= 2{(500+405) + (300+405)} =3220 mm

~$_s$ = 40 for interior column

¤ Vc=0.75*$\frac{1}{3}\sqrt{24}$*3220*405 = 1597.2 KN.

Vu critical= 715 *1.5*(1-.4) – 48.3*1.5*(1-.4) = 600

Check Φ.Vc ≥ Vu (Critical)

→1597.2>600 ok.

☞ OK. **d"** to satisfy punching shear

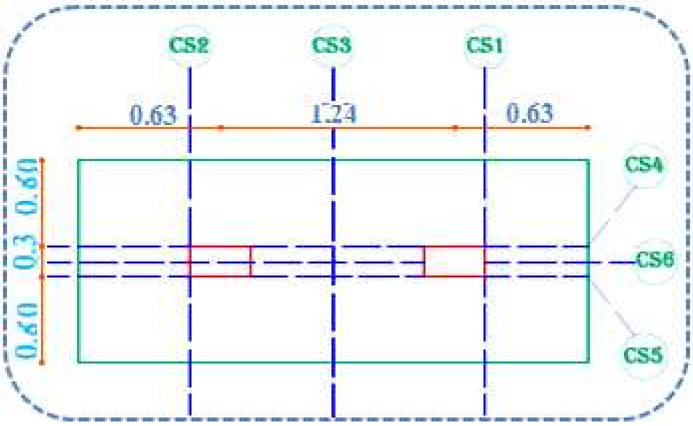


Fig. 4-34 Required Sections For Design.

4-9-4 Design in X Direction:

MRx = Σ Mx + ↻

M at CS1 + ↻

= 718*0.38*0.19*1.5 – 48*0.38*0.19*1.5

⇨ M_{CS1} = 127 KN.m

4.9.4-1 Design of Bottom reinforcement

Mu =127 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{127}{.9}$ = 141 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 141^6/1500(405) ² = 0.9 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1 - 2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1 - 2 * 20.2 * 0.9/412}$)

ρReq=0.002

$As_{req.}$ = ρ * b * d

$As_{req.}$ = 0.002* 150 * 40.5 = 13 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy) $* b * d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy) $\sqrt{24} * 1500 * 405$

As min =18 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 20 cm^2.

1.3$As_{req.}$ = 1.3×13 = 17 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

⇒ $As_{req.}$ = 17 cm^2.

☞ Select 20Φ12 with As = 22 cm^2.> $As_{req.}$ = 17 cm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

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

1700*412= .85*24*1500*a

→a=23mm.

→x=27 mm.

εs = .004 < 0.005**ok**

4-9-4-2 Development Length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f_{c'}}} \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

For Φ12 bars:
Ld = 40 **Φ = 48cm**

Available Ld = 100 - 7.5 = 92.5 cm.

Ld= 48>92.5

Ok.

4.9.5 Design of Bending Moment about S3

M at CS2 +
= (715*1.25*0.625)*1.5- (48*1.25*0.625)*1.5- (1000*0.55)) =

⇨ M_{CS2} = -350 KN.m +
no top reinforcement .

Design of shrinkage and temperature reinforcement:

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×150 × 40.5 = 10.5 cm^2

☞ Select 15Φ12 with As = 17 cm^2.> $As_{req.}$ = 14.5 cm^2.

4.9.6 Design of Bottom Reinforcement at S3

Mu =350 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{350}{.9}$ = 388 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 388^6/1500(405) ² = 1.1 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*1.1/412}$)

ρReq=0.003

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.003* 150 * 40.5 = 24 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy)$*b*d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}*1500*405$

As min =18 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 20 cm^2.

1.3As $_{req}$. = 1.3×24 = 31 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×150 × 40.5 = 10.5 cm^2

⇒ $As_{req.}$ = 31 cm^2.

☞ Select 16Φ16 with As = 32 cm^2.> $As_{req.}$ = 31 cm^2.

4.9. 7 Design in y- Direction

MRy = Σ My ↻ +

⇨MRy = (715×0.62*.31)*2 - (48.3×0.62*.31)*2 = 256 KN.m

4.٩.7-1 Design of Bottom Reinforcement

Mu =256 KN.m

Mn = Mu/Ø= $\frac{256}{.9}$ = 284 KN.m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 284^6/1500(405) ² = .8 Mpa

ρReq= 1/m (1- $\sqrt{1-2mRn/Fy}$)

ρReq= 1/20.2 (1- $\sqrt{1-2*20.2*.8/412}$)

ρReq=0.002

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.002* 200 * 40.5 = 16.2 cm^2

Check for minimum reinforcement:

As min =(0.25/fy)$*b*d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24}*2000*405$

As min =20 cm^2

As min = 1.4*b*d/fy

= 23 cm^2.

1.3As $_{req}$. = 1.3×16.2 = 21 cm^2

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

⇒ As$_{req.}$ = 21 cm^2.

☞ Select 12Φ16 with As = 24 cm^2.> As$_{req.}$ = 21 cm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

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

2100*412= .85*24*2000*a

→a=22mm.

→x=25 mm.

$\varepsilon s = .004 < 0.005$**ok**

4.9.7.2 Development length of main Reinforcement:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \alpha \times B \times \gamma \times db$

Ld = 40*1.6 = 64 cm

4.9.8 Design Of Top Reinforcement

As For shrinkage and Temperature:

As = 0.0018 × b × h

As = 0.0018 ×200 × 40.5 = 14.5 cm^2

☞ Select 15Φ12 with As = 17 cm^2.> $As_{req.}$ = 14.5 cm^2.

4.12.8.1 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$\Phi Pn = \Phi(0.85fc'Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(30)(600 \times 300) \times 10^{-3}$

⇒ΦPn =2983.5 KN > 2850 KN

☞Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = $\rho_{min} \times Ag$

As = 0.005 (50 × 30) = 7.5 cm^2

Use 6 Φ 14 dowels with $A_s = 9.24\ cm^2$

4-9-8-2 Development Length (L_d) of Dowels:

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{Fy}{4\sqrt{30}} \times d_b$$

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{30}} \times 1.4 = 26.84\ cm$$

But Not Less Than $0.044 \times Fy \times d_b = 25.87\ cm$

Available embedment = 50–7.5–2–2 = 54.5 cm > 26.84 cm

✍ Ok.

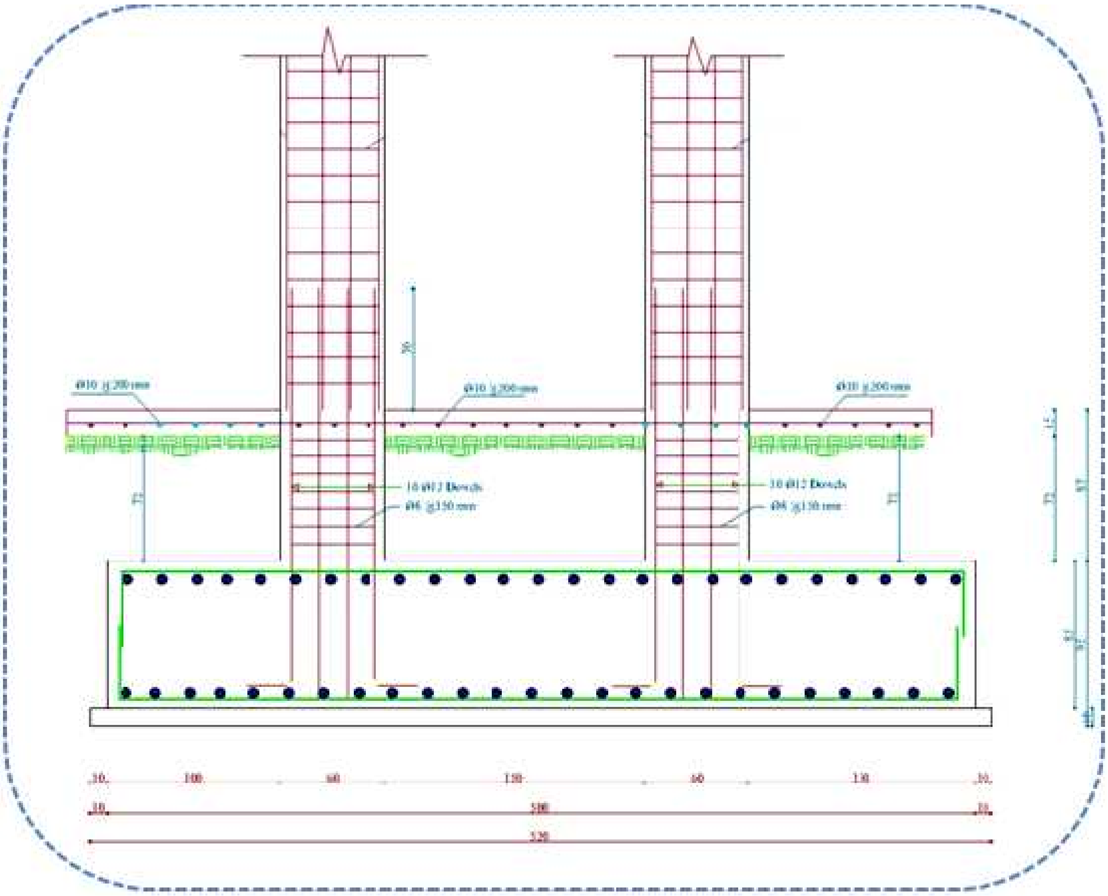


Fig. 4-35 Details of Combined Footing(F5).

4-10 Design of Strip Footing (Under the Shear Wall):

4-10-1 Load Calculations

Weight of wall (D.L.) = height × thickness of wall × 1m wide × γc

Weight of wall (D.L.) = 16.5× 0.2 × 25 =82.5 KN / m.

Total Dead Load = 38 KN/m.

Total Live Load = 22 KN/m.

Weight of concrete footing $= 0.5 \times 25 \times 1 \times bx = 12.5\, bx$ KN

Weight of soil above footing $= 18 \times 1 \times 1 \times bx = 18\, bx$ KN

4-10-2 Determination of Footing Depth:

Assume footing thickness = 50 cm > h_{min} = 25cm.

4-10-3 Determination of Footing Width:

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

$\frac{P}{A} \le \sigma$ allowable

((38*1)+(22*1) + (12.5 bx + 18bx)/1*bx) ≤ 500

60 + 30.5 bx = 500bx

→bx = 12.7 cm

→select bx = 60 cm

4-10-4 Check of Shear

Pu total = (1.2*38*0.6) + (1.6*22*0.6) +(1.2*0.5*25*0.6) +(1.6*18*1*0.6)

→ **Pu** total = 75 KN.

Pu/Area = 75/ 1*.6 =125 KN/m

125<1.4*500= 700 KN/m

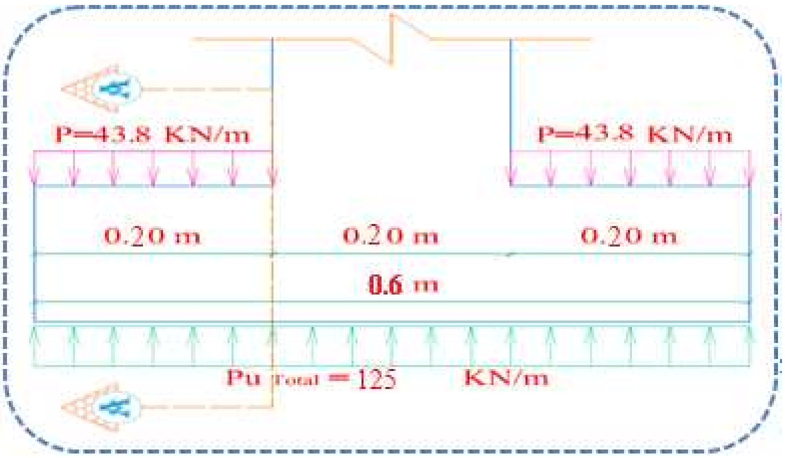


Fig. 4-36 Geometry of Strip Footing.

Pu per 1m strip = (1.6*18*1)+ (1.2*0.5*25*1) = 43.8KN/m

Vu = (125*.2) – (43.8*.2) = 16.3 KN.

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d$$

d = 50 – 7.5 - 1- 1 = 40.5 cm

$$\Rightarrow \Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1000 \times 405 = 277.3\,KN$$

☞ The Depth of Footing is Satisfied.

4-10-5 Design of Bending Moment

Mu = (125*0.2*.2/2)- (43.8*.2*.2/2)

= 2 KN.m

Mn = 2/.9 = 2.2 KN.m

Rn = Mn/bd^2 =2/1000*405^2

Rn = 0.01MPa

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

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

$$° =\frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2(20.2)(.01)}{412}})=0.00003$$

$As_{req.} = \rho * b * d$
$As_{req.} = 0.00003 * 100 * 40.5 = .13\ mm^2$

As min $=0.25\sqrt{fc} * b * d /$ Fy

As min $=(0.25/412)\sqrt{24 * 405 * 1000}$
As min $=12\ mm^2$
Not less than1.4*b*d/fy =1.4*405*1000/412 $=13.8\ mm^2$
➢ $As_{min} = 13.5\ cm^2$

$1.3As_{req.} = 1.3\times0.75 = 0.98\ cm^2 < As_{min} = 13.5\ cm^2/m.$

As For shrinkage and Temperature:

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With $As = 10.17\ cm^2 > As_{req.} = 9\ cm^2$.

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17}\times100 = 11cm$$

Use $S_{req} = 10cm$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-6 Development Length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\times\alpha\times B\times\gamma\times db$$

$$Ld=\frac{420}{2\sqrt{30}}\times1\times1\times1\times1.2 = 46\ cm.$$

Or 40*1.2 = 48

Available Ld = 20 – 7.5 = 12.5 cm
Available Ld =12.5 <Ld req =46 cm
Available Ld =12.5
Using Hook $\geq 16\,\Phi = 16 \times 1.2 = 19.2\,\text{cm}$

⇨Hook Length = 20 cm > 19.2 cm.

So Ld Total = 20+22.5 = 42.5 cm

4-10-7 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} For Shrinkage and Temperature is required
$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With $As = 10.17\ cm^2 > As_{req.} = 9\ cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17} \times 100 = 11\,\text{cm}$$

Use $S_{req} = 10\,\text{cm}$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-8 Design of Secondary Top & Bottom Reinforcement For The Top Layer:

As_{min} For Shrinkage and Temperature is required
$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9\ cm^2/m$

⇨ $As_{req.} = 9\ cm^2$

➢ Select 9Φ 12 With $As = 10.17\ cm^2 > As_{req.} = 9\ cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{10.17} \times 100 = 11\,\text{cm}$$

Use $S_{req} = 10\,\text{cm}$

So Select Φ12@10 cm.

4-10-9 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels):

$$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 \times fc' \times Ag + As_{req} \times fy) \geq Pu$$

Pu = (1.2*25*16.5*.2*1) = 99 KN.

0.65*((.85*24*1000*2OO) + (As req *412)) = 99000

→As req =

$$0.65 \times [(0.85 \times 30 \times 1000 \times 300) + (As_{req} \times 420)] = 251.03 \times 10^3$$

⇨ $As_{req.} = -62\ cm^2$

So $As_{min.}$ is required

As min = .0012*Ag

= .0012*100*20 =2.4 cm^2 /m

Use 4 Φ 12 dowels with $As = 4.52\ cm^2$

4-10-10 Development Length of Dowels:

$$Ld_{(1)req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{30}} \times 2 = 38.34\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 2 = 36.96\ cm.$$

$$\Rightarrow Ld_{req} = 38.34\ cm.$$

$$h_{req} = Ld_{req} + 7.5 + 1.2 + 1.2$$
$$= 38.34 + 7.5 + 1.2 + 1.2 = 48.24\ cm.$$

☞ **Select $h_{req.}$ = 50 cm**

$$\Rightarrow \text{Available } Ld = 50 - 7.5 - 1.2 - 1.2 = 40.1\ cm.$$

$$\text{Available } Ld = 40.1\ cm > Ld_{(1)req} = 38.34\ cm.$$

✍ Ok.80

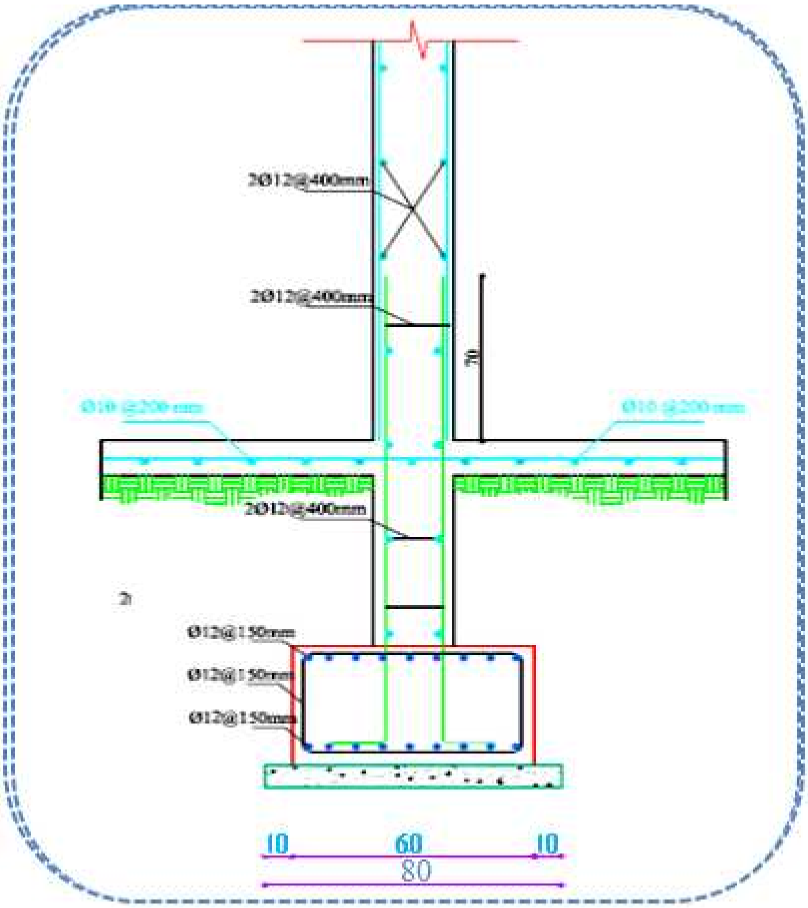


Fig. 4-37 Details of Strip Footing.

4-11 (Design of solid slap):

4-11-1:(calculation)

Area of solid slap 2.4*2.2

Lx/Ly = 2.4/ 2.2 = 1.1 < 2 → 2way solid slap.

h req = L/20 = 11cm → take h= 15 cm.

4-11-2:(calculation of load)

Dead load = 0.15*25= 3.75 KN/ m^2

Live load = 10 KN/ m^2 .

qu = 1.2D+1.6L= 20.5 KN/ m^2

4-11-3 (internal forces & moment for 1m strip in x& y direction by using table 6.6.

Kfx: moment paremeter in x direction.

Kfy: moment paremeter in y direction

KAx: support reaction in x direction.

Kay: support reaction in y direction.

by using Lx/Ly = 1.1

- ➔ Kfx= 22.4 &Kfy = 27.9 & KAx= Kay= 2.09.

  Mfx= qu*lx^2 /Kfx = 4.43 KN.m/m

  Mfy = qu*lx^2 /Kfy = 3.56 KN.m/m

  Ay = Ax = qu*lx/KAx = 21.6 KN /m.

  By using table 6.9 → dx= 1.34 & dy= 1.34.

to prevent the rotation of edge we increased filed moment Mfx & Mfy.

Mfy become = dy*Mfx = 6 KN.m/m

Mfx become = dx*Mfx = 4.6 KN.m/m

4-11-4 (Designe of shere)

D =15-2-1= 12 cm

$$V_u \max = 21.6KN$$
$$\Phi Vc > V_u$$
$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$
$$= 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 120 = 73.5KN > V_u$$

OK no shear is required.

4-11-5(desgne of x direction)

Mu = 6 KN.m/m

Mn = Mu/Ø= $\frac{6}{.9}$ = 6.7 KN.m/m

Rn= $\frac{Mn}{.bd^2}$ = 6.7/120(290) ² =.57 Mpa

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.5)}{412}}) = 0.0012$$

ρreq= 0.0012

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.0012* 100 * 120 = 1.44cm ^{2} /m

As min =(0.25/fy)$* b * d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24} * 100 * 120$

= 3.56 cm^2 /m

Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=4 cm^2/m

1.3 *As req = 1.87 cm^2 /m

As for shrinkage&temp = .0018**12*100 = 2.16 cm^2 /m.

→As req = 2.16 cm^2 /m

➢ Select Φ 8/15cm With As = 3.34 cm^2 /m

4-11-6(designe in y direction)

Mu =4.8 KN.m/m

Mn = Mu/Ø= 5.3 KN.m/m

$$Rn = \frac{Mn}{.bd^2} = 5.3/120(290)^2 = .36 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(.36)}{412}}\right) = 0.0012$$

ρreq= 0.0012

As $_{req}$. = ρ * b * d

As $_{req.}$ = 0.001* 100 * 120 = 1.2cm^2 /m

As min =(0.25/fy)$* b * d\sqrt{fc}$

As min =(0.25/fy)$\sqrt{24} * 100 * 120$

= 3.56 cm^2 /m

Not less than1.4*b*d/fy =1.4*120*290/412=4 cm^2/m

1.3 *As req = 1.88 cm^2 /m

As for shrinkage&temp = .0018**12*100 = 2.16 cm^2 /m.

→As req = 2.16 cm^2 /m

➢ Select Φ 8/15cm With As = 3.34 cm^2 /m

Ok.

→ Select Φ 8/15cm in both direction with

Top reinforcement take as shrinkage & tempreture c

Φ 8/15cm With As = 3.34 cm^2 /m

(4.12) Design of Isolated footing (F5):

(4.12.1) Determination of Loads & Area of footing:

Total factored load for column C5= 2500 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Determination of required area of footing:

$$A_{req.} = \frac{total\ load}{1.4 \pm_{allow}}$$

$$= \frac{2500}{1.4 \times 500} = 3.75m^2$$

$$a = b = \sqrt{3.75} = 1.89m$$

$$select\, 1.95 \times 1.95 = 3.803m^2 > A_{req.}$$

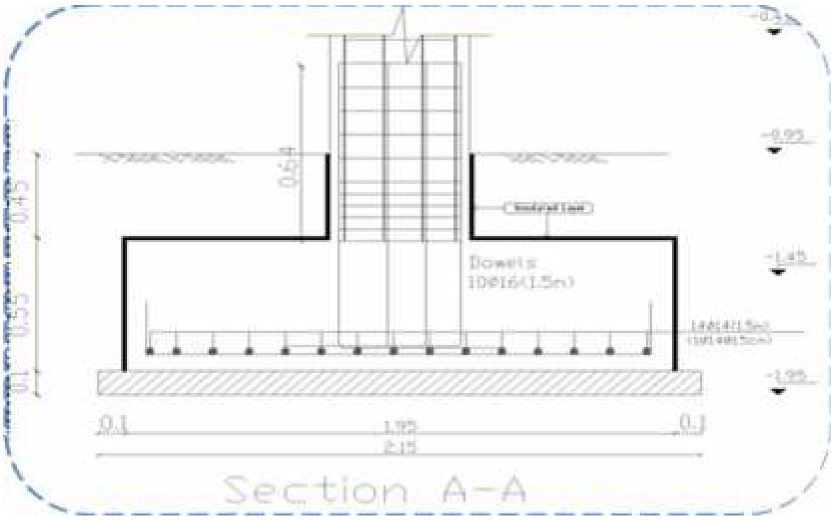


Fig. 4-38 Details of isolated Footing.

(4.12.2) depth Determination by check of punching:

Pumax = 2500 KN

d = 55 - 7 - 1 - 1 = 46cm

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

$b_o = 364$cm

$Bc \equiv$ *proportion of column* dim*ensions*

$$Bc = \frac{50}{40} = 1.25$$

$\sim_s = 40$......... interior *column*

The punching shear strength is the smallest of:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{3} \times 1000 = 2050.7KN.....controls$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1.25}\right)\sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{6} \times 1000 = 2666KN$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{12}$$

$$= 0.75 \times \left(\frac{40 \times 0.46}{3.64} + 2\right)\sqrt{24} \times \frac{3.64 \times 0.46}{12} \times 1000 = 3617KN$$

Where:

$$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{2500}{1.95 \times 1.95} = 657.4KN / m^2$$

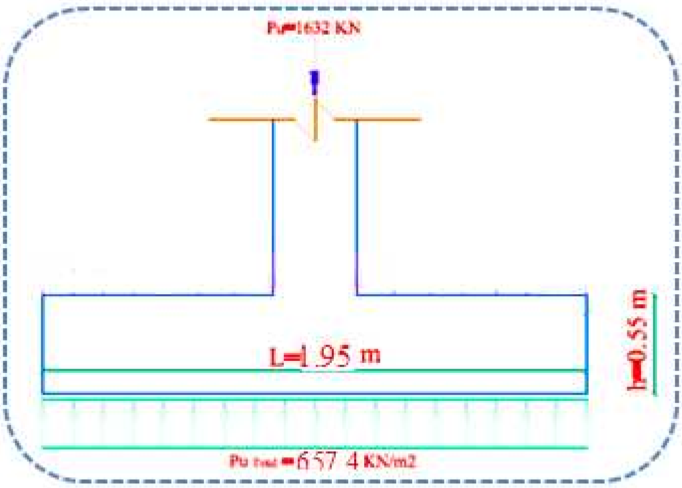


Fig. 4-39 Details of isolated Footing.

$$V_{u_{critical}} = \pm (A - A_{critical})$$

$$V_{u_{critical}} = 657.4 \times ((1.95 \times 1.95) - (0.5 + 0.46) \times (0.4 + 0.46)) = 1957.3KN$$

$$\Phi Vc = 2050.7KN > V_{u_{critical}} = 1957.3KN \qquad \therefore \text{ the selected depth is OK}$$

(4.12.3)Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis : -

$$M_{R_X} = 0$$

$$M_{R_Y} = 0$$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{2500}{1.95 \times 1.95} = 657.4KN/m^2$$

$$657.4KN/m^2 < 1.3*1.4*500 = 900$$

(4.١2.4)Design of Bending:

- **<u>design in plain concrete:</u>**

$$\sum M_{(C.S)} = 657 \times 0.725 \times \frac{0.725}{2} \times 1.95 = 337\ KN.m$$

$$\pm_T \le \pm_{CT}$$

$$\pm_T = 0.42 \times \sqrt{fc'} = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.06Mpa$$

$$¤ \times Mn = 0.55 \times \pm_T \times \frac{bh^3}{6}$$

$$= 0.55 \times 2.06 \times \frac{1.95 \times 0.55^3}{6} \times 10^9 = 61KN.m$$

$$¤ \times Mn = 61 < Mu = 337KN.m$$

➔ not satisfied …………. Design in reinforced concrete

- **<u>Design in reinforced Concrete</u>**

$$Mu = 337\text{kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$R_n = \frac{Mn \div 0.9}{b \times d^2} = \frac{0.337 \div 0.9}{1.95 \times (0.46)^2} = 0.907 N / m^2$$

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

$$° = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.907)}{412}}) = 0.002$$

As = (0.002) (1950) (460) =1794 mm^2

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(412)}(1950)(460) \geq \frac{1.4}{412}(1950)(460)$$

$$As_{\min} = 26.08 cm^2 < 30.4 cm^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 17.94 = 23.3 cm^2 ....controls$$

$$As_{\min} = 23.3 cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min} \Rightarrow As_{req} = As_{\min} \, 23.3 cm^2$$

Select 14 Φ 14/15 cm in both directions.

(4.12.5) Design of Dowels:

$$¤ \times P_n = ¤ \times (0.85 \times fc' \times Ag) \geq pu$$
$$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 0.5 \times 0.4 \times 1000 = 2652 \geq Pu = 2500 KN$$

$$\Rightarrow As = 0.005 \times 500 \times 400 = 1000 mm^2$$

$\Rightarrow$ Select7 Φ 16

4-13 Design of shear wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force.

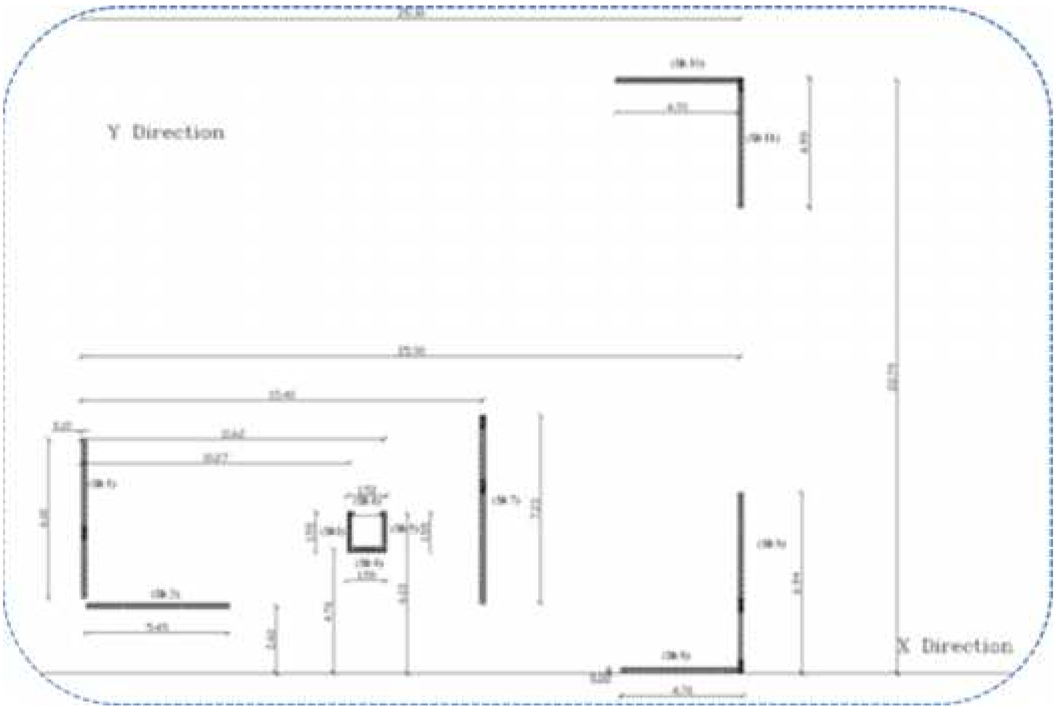


Fig. 4-40 Shear Walls.

4-13-1 Determination of location of shear centroid (So):

$$\bar{X} = \frac{\sum X \times I_x}{\sum I_x} \quad , \quad I_x = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum X \times I_y}{\sum I_y} \quad , \quad I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

Wall	I_X	X	$I_X \times X$	I_Y	Y	$I_Y \times Y$
1	1.6	7.25	11.600	0.009	16.3	0.147
2	0.0128	10.25	0.131	4.6298	18.15	84.031
3	1.6	13.25	21.200	0.009	16.3	0.147
4	0.171	9.35	1.599	0.0044	15.25	0.067
5	0.0045	5.52	0.025	0.2	28.05	5.610
6	0.0045	9.38	0.042	0.2	28.05	5.610
7	0.0053	1.17	0.006	0.3244	2.55	0.827
8	0.0053	5.32	0.028	0.3244	2.55	0.827
9	0.0047	9.35	0.044	0.2348	2.55	0.599
10	0.492	13.25	6.519	0.0061	1.35	0.008
11	100.49	28.85	2899.137	0.0358	10.35	0.371
∑	106.165		2969.712	6.0755		99.812

$$\overline{X} = \frac{\sum I_x \times X}{\sum I_x}$$

$$\overline{X} = \frac{2969.712}{106.165} = 27.973\,m$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum I_y \times Y}{\sum I_y}$$

$$\overline{Y} = \frac{99.812}{6.0755} = 16.428\,m$$

e_x = 13.473 m.

e_y = 2.328 m.

☞ 1. **Part of Translation to FRx & Fry**:

$$Q_{xi} = \frac{FR_x \times I_{Yi}}{\sum I_Y}$$

$$Q_{Yi} = \frac{FR_Y \times I_{xi}}{\sum I_X}$$

☞1.2 **Part of rotation**:

due to $M_{Xm} \Rightarrow q_x$

$$Q_{xi} = -\frac{Mx_m \times I_Y \times Y_m^*}{I\omega}$$

$$Q_{Yi} = \frac{Mx_m \times I_X \times X_m^*}{I\omega}$$

Due to $M_{Ym} \Rightarrow q_y$

$$Q_{Xi} = Q_{xi} = -\frac{My_m \times I_Y \times Y_m^*}{I\omega}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m \times I_X \times X_m^*}{I\omega}$$

$$I\omega = \sum I_X \times X^{*2}_m + \sum I_Y \times Y^{*2}_m$$

Wall	Ix	X*m	IX× X*m	IX×X*²m	IY	Y*m	IY×Y*m	IY×Y*²m
1	1.6	-20.72	-33.152	686.909	0.009	-0.13	-0.001	**0.000**
2	0.0128	-17.72	-0.227	4.019	4.6298	+1.72	7.963	**13.697**
3	0.171	-18.62	-3.184	59.286	0.0044	-1.18	-0.005	**0.006**
4	1.6	-10.82	-17.312	187.316	0.009	-0.13	-0.001	**0.000**
5	0.0045	-22.45	-0.101	2.268	0.2	+11.62	2.324	**27.005**
6	0.0045	-18.6	-0.084	1.557	0.2	+11.62	2.324	**27.005**
7	0.0053	-26.8	-0.142	3.807	0.3244	-13.88	-4.503	**62.497**
8	0.0053	-22.67	-0.120	2.724	0.3244	-13.88	-4.503	**62.497**
9	0.0047	-18.62	-0.088	1.630	0.2348	-13.88	-3.259	**45.235**
10	0.492	-14.72	-7.242	106.606	0.0061	-15.08	-0.092	**1.387**
11	100.49	+0.88	88.431	77.819	0.0358	-6.08	-0.218	**1.323**
∑	**106.165**			**1530.072**	**6.0755**			**240.671**

$$I\omega = \sum I_X \times X^{*2}_m + \sum I_Y \times Y^{*2}_m$$

$I\omega = 1530.072 + 240.671 = 1770.743\ m^6$

Torques due to q_x :

$Mx_m = FRx \times e_y$

$= 1 \times (-2.328) = -2.328$ KN.m

$MY_m = FR_Y \times e_X$

= 1 × (-13.473) = -13.473 KN.m

4-13-2 Part of Load of Each Shear wall:

4-13-2-1 Loads in X- direction :

FRx = 1 KN , Mx_m = 1.989 KN.m

Part of translation = $\frac{FRy \times I_{Yi}}{\sum I_y}$

Wall	I_Y	FRx × I_Y	(FRx×I_Y)/∑I_Y
1	0.009	0.009	0.001
2	4.6298	4.6298	0.762
3	0.0044	0.0044	0.001
4	0.009	0.009	0.001
5	0.2	0.2	0.033
6	0.2	0.2	0.033
7	0.3244	0.3244	0.053
8	0.3244	0.3244	0.053
9	0.2348	0.2348	0.039
10	0.0061	0.0061	0.001
11	0.0358	0.0358	0.006
∑	**6.0755**		**1.000**

Part of rotation : Q_X due to Mxt:

Wall	I_Y	Y^*_m	$-(M_X/ I\omega) \times I_Y \times Y^*_m$
1	0.009	-0.13	0.000
2	4.6298	+1.72	0.010
3	0.0044	-1.18	0.000
4	0.0044	-1.18	0.000
5	0.009	-0.13	0.000
6	0.2	+11.62	0.003
7	0.3244	-13.88	-0.006
8	0.3244	-13.88	-0.006
9	0.2348	-13.88	-0.004
10	0.0061	-15.08	0.000
11	0.0358	-6.08	0.000
∑	**6.0755**		**0.000**

Part of rotation Q_Y due to Mx_t :

Wall	I_x	X^*_m	$(M_X/ I\omega) \times I_X \times X^*_m$
1	1.6	-20.72	-0.044
2	0.0128	-17.72	0.000
3	0.171	-18.62	-0.004
4	1.6	-10.82	-0.023
5	0.0045	-22.45	0.000
6	0.0045	-18.6	0.000
7	0.0053	-26.8	0.000
8	0.0053	-22.67	0.000
9	0.0047	-18.62	0.000
10	0.492	-14.72	-0.010
11	100.49	+0.88	0.116
∑	**106.165**		**0.000**

Part at Each Wall Due to q_x :

Qx_t = Part of Translation + Part of Rotation

For wall No. 1 ⇨ Q_{X1}	=	+0.001	+0.000	-0.044	=	**-0.043**
For wall No. 2 ⇨ Q_{X2}	=	+0.762	+0.010	+0.000	=	**0.772**
For wall No. 3 ⇨ Q_{X3}	=	+0.001	+0.000	-0.031	=	**-0.030**
For wall No. 4 ⇨ Q_{X4}	=	+0.001	+0.000	-0.004	=	**-0.003**
For wall No. 5 ⇨ Q_{X5}	=	+0.014	+0.000	+0.000	=	**0.014**
For wall No. 6 ⇨ Q_{X6}	=	+0.033	+0.003	+0.000	=	**0.036**
For wall No. 7 ⇨ Q_{X7}	=	+0.033	+0.003	+0.000	=	**0.036**
For wall No. 8 ⇨ Q_{X8}	=	+0.053	-0.006	+0.000	=	**0.047**
For wall No. 9 ⇨ Q_{X9}	=	+0.053	-0.006	+0.000	=	**0.047**
For wall No. 10 ⇨ Q_{X10}	=	+0.039	-0.004	+0.000	=	**0.035**
For wall No. 11 ⇨ Q_{X14}	=	+0.006	+0.000	+0.116	=	**0.122**

$\sum Qx$ = 1 KN. ✎OK.

4-13-2-2 Loads in Y-direction :

q_y ⇨ FR_Y = 1 KN.

Wall	I_X	$FR_Y \times I_X$	$(FR_Y \times I_X)/\sum I_X$
1	1.6	1.6	0.015
2	0.0128	0.0128	0.000
3	0.171	0.171	0.002
4	1.6	1.6	0.015
5	0.0045	0.0045	0.000
6	0.0045	0.0045	0.000
7	0.0053	0.0053	0.000
8	0.0053	0.0053	0.000
9	0.0047	0.0047	0.000
10	0.492	0.492	0.005
11	100.49	100.49	0.947
∑	**106.165**		**1.000**

Part of rotation : Q_X due to Myt:

Wall	I_Y	Y^*_m	$-(My/I\omega)\times I_Y\times Y^*_m$
1	0.009	-0.13	0.000
2	4.6298	+1.72	0.061
3	0.0044	-1.18	0.000
4	0.009	-0.13	0.000
5	0.2	+11.62	0.018
6	0.2	+11.62	0.018
7	0.3244	-13.88	-0.034
8	0.3244	-13.88	-0.034
9	0.2348	-13.88	-0.025
10	0.0061	-15.08	-0.001
11	0.0358	-6.08	-0.002
∑	**6.0755**		**0.000**

Part of rotation Q_Y due to My_t:

Wall	I_X	X^*_m	$(My/I\omega)\times I_X\times X^*_m$
1	1.6	-20.72	-0.252
2	0.0128	-17.72	-0.002
3	0.171	-18.62	-0.024
4	1.6	-10.82	-0.132
5	0.0045	-22.45	-0.001
6	0.0045	-18.6	-0.001
7	0.0053	-26.8	-0.001
8	0.0053	-22.67	-0.001
9	0.0047	-18.62	-0.001
10	0.492	-14.72	-0.055
11	100.49	+0.88	0.673
∑	**106.165**		**0.001**

For wall No. 1 ⇨ Q_{Y1}	=	+0.015	+0.000	-0.252	=	**-0.237**
For wall No. 2 ⇨ Q_{Y2}	=	+0.000	+0.061	-0.002	=	**0.059**
For wall No. 3 ⇨ Q_{Y3}	=	+0.015	+0.000	-0.179	=	**-0.164**
For wall No. 4 ⇨ Q_{Y4}	=	+0.002	+0.000	-0.024	=	**-0.022**
For wall No. 5 ⇨ Q_{Y5}	=	+0.000	+0.000	+0.000	=	**0.000**
For wall No. 6 ⇨ Q_{Y6}	=	+0.002	+0.000	-0.022	=	**-0.020**
For wall No. 7 ⇨ Q_{Y7}	=	+0.000	+0.018	-0.001	=	**0.017**
For wall No. 8 ⇨ Q_{Y8}	=	+0.000	-0.034	-0.001	=	**-0.035**
For wall No. 9⇨ Q_{Y9}	=	+0.000	-0.034	-0.001	=	**-0.035**
For wall No. 10 ⇨ Q_{Y10}	=	+0.000	-0.025	-0.001	=	**-0.026**
For wall No. 11 ⇨ Q_{Y11}	=	+0.947	-0.002	+0.673	=	**1.618**

$\sum Q_Y$ = 1.001 KN.
OK.

4-13-3 Calculation of Floors Weight:-

Total Weight of the Ground Floor = 10574 KN.
Total Weight of the First Floor =10574 KN .
Total Weight of the Second Floor = 10141 KN .

Total Weight of All Floors = 31289 KN

4-13-4 Calculation of Shear Force on Shear Walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z = 0.3 zone"3"

R = 5.5

I = 1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

hn = 15.75 m

Ct = 0.0488

Where:

Z : seismic zone factor as given in Table 16-I.
R: numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or
16-P.
I : importance factor given in Table 16-K.
Ca : seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct : numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv : seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx : height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \text{.................(UBC)}$$

$$T = 0.0488(15.75)^{3/4} = 0.386$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24\times1}{5.5\times0.386} W = 0.113 W$$

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R} W = \frac{2.5\times0.24\times1}{5.5} W = 0.109 W \text{ control}$$

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11\times0.24\times1\times W = 0.026 W$$

$$\mathbf{V = 0.109\,W = 0.109\times31289 = 3410.5 \quad control}$$

$$Ft = 0.07\times T\times V = 0.07\times0.386\times3410.5 = 92.15 \text{ KN}$$

Floor	W (KN)	V(KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W×h)	Fx
Second Floor(1)	10141	3410.5	11.4	92.15	3318.35	115607.4	**1628.87**
First Floor(2)	10574	3410.5	7.58	92.15	3318.35	80150.92	**2758.17**
Ground Floor(3)	10574	3410.5	3.76	92.15	3318.35	39758.24	**3318.35**
∑	**31289**					**235516.6**	

$$F_{xi} = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$

$$F_{xi} = \frac{(3318.35)\times115607.4}{235516.6} = 1628.87$$

4-13-5 Load Calculation of Wall (W1).

Part of load for wall (W1), due to**(qy)** = **0.237**

Load of Wall (W1):-

Floor	Fx (KN)	Vu (KN)	Mu (KN.m)
Second Floor(1)	1628.87	386.04	1474.68
First Floor(2)	2758.16	653.68	3971.75
Ground Floor(3)	3318.35	786.45	6928.80

☞**Vu=Fx×0.237**

☞Vu=1628.87×0.237 = 386.042 KN

☞**Mu =Vu×h**

☞Mu =386.042×3.82 = 1474.68 KN.m.

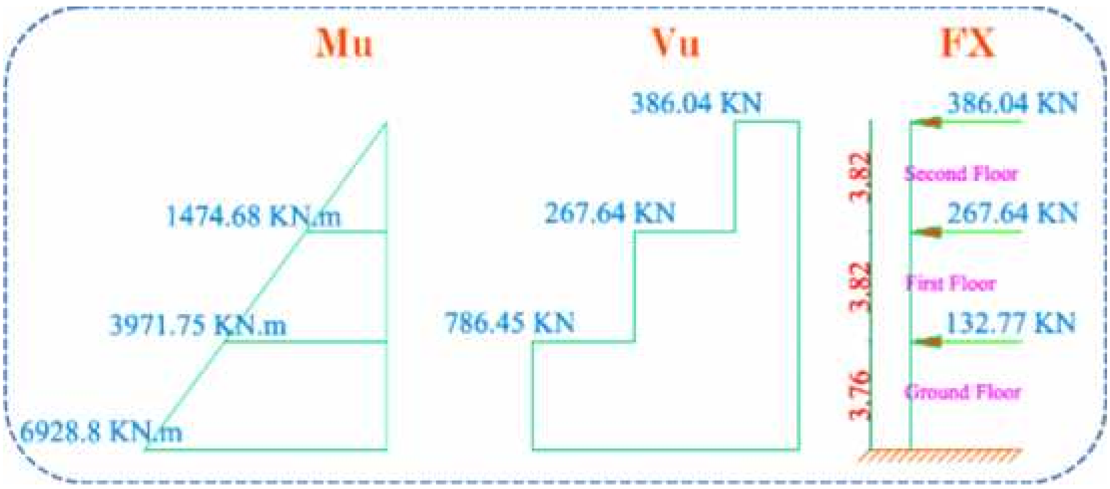


Fig. 4-41 Mu,Vu, & Fx Diagram.

4-13-5-1 Design of Reinforcement:-

Internal Forces And Moments:

Vu = 786.45 KN

Mu = 3971.75 KN.m

Pu = $1.2 \times 11.4 \times 0.3 \times 4 \times 25$ = 410.4 KN

4-13-5-2 Design in plain Concrete:-

$\Phi Vn \geq Vu$

$\Phi Vn = 0.55 \times 0.11\sqrt{fc'} \times b \times h$

Where b = $L_W \Rightarrow$

(**L_W**: - is the length of shear wall in the direction of action).

$\Phi Vn = 0.55 \times 0.11\sqrt{30} \times 4000 \times 300 = 397.65\ KN < Vu = 786.45\ KN$

☞ **Reinforcement must be provided.**

4-13-5-3 Design of Reinforced Concrete:-

4-13-5-3-1 Design of the Horizontal reinforcement:

Vu = 786.45 KN.

d = $0.8 \times Lw = 0.8 \times 4000$ = 3200 mm = 3.2 m

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 300 \times 3200 = 657.27\ KN.$$

$$\Phi Vs\ min = 0.75\left(\frac{1}{3}\right) b \times d$$

$$\Phi Vs\ min = 0.75\left(\frac{1}{3}\right) 300 \times 3200 = 240\ KN.$$

$\Phi V_c + \Phi Vs_{min}$ = 657.27 + 240 = 897.27 KN

$\Phi Vc = 657.27\ KN \leq V_u = 786.45\ KN \leq \Phi Vc + \Phi Vs\ min = 897.27\ KN$

- Category (3) Satisfy

$\Phi V_c + \Phi V_s \geq Vu$

$\Rightarrow Req\ \Phi Vs = Vu - \Phi Vc.$

$$\text{Req}\ \Phi\,\text{Vs} = 786.45 - 657.27 = 129.18\ \text{KN}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{req.} = \frac{\Phi \text{Vs}}{0.75 \times \text{Fy} \times \text{d}}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{req.} = \frac{129.18 \times 10^3}{0.75 \times 420 \times 3200} = 0.128\ \text{mm}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{min.} = 0.0025 \times \text{h}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{min.} = 0.0025 \times 300 = 0.75\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{min.} > \left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{req.}$$

$$\left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{min.} = 0.75\ \text{mm} = 0.075\ \text{cm}............\ \text{Controlled}$$

Select 2 Φ12 $As = 2 \times \frac{\pi}{4}\left[1.2\right]^2 = 2.26\ \text{cm}^2$

$$\mathcal{B}ut\ \frac{\text{Av}}{\text{S}} = 0.075\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{S} = \frac{\text{Av}}{0.075} = \frac{2.26}{0.075} = 30.13\ \text{cm}$$

☞Select S= 30 cm

$$☞ S_{used} < \frac{\text{Lw}}{5} \qquad .... \text{(ACI-318-11.10.9.3).}$$

$$\Rightarrow 30\ \text{cm} < \frac{400}{5} = 80\ \text{cm} \qquad ....\ \text{Ok}$$

$$☞ S_{used} < 3 \times \text{h} \qquad .... \text{(ACI-318-11.10.9.3).}$$

$$\Rightarrow 30\ \text{cm} < 3 \times 30 = 90\ \text{cm} \qquad ....\ \text{Ok}$$

$$☞ S_{used} < 45\ \text{cm} \qquad .... \text{(ACI-318-11.10.9.3).}$$

$$\Rightarrow 30\ \text{cm} < 45\ \text{cm} \qquad ....\ \text{Ok}$$

$$\mathcal{S}o\ \frac{\text{Av}}{\text{S}} = \frac{2.26}{30} = 0.075\ \text{cm}$$

$$\left(\frac{\text{Av}}{\text{S}}\right) = 0.0753\ \text{cm} > \left(\frac{A_V}{S\ \text{req.}}\right)\text{min.} = 0.075\ \text{cm}$$

Use 2Φ12 @ 30cm C/C for the reinforcement in two layer.

4-13-5-3-2 Design of Vertical Reinforcement.

"Minimum Vertical Reinforcement"

$$A_{vn} = \left[0.0025 + [0.5(2.5 - \frac{h_w}{L_w})\right] \times [(\frac{A_v.h}{S_2.h}) - 0.0025].S_1 \times h$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.4}{4.0} = 2.85 > 2.5$$

$\Rightarrow$ $Avn = 0.0025 \times S_1 \times h$

$$S_1 = \frac{L_w}{3} = \frac{400}{3} = 133.33\,cm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 30 = 90\,cm$$

Select 2 Φ12 As = $2 \times \frac{\pi}{4}[1.2]^2 = 2.26\,cm^2$

$$\Rightarrow S = \frac{Av}{0.0025 \times h} = \frac{2.26}{0.0025 \times 30} = 30.13\,cm$$

But $Av = 0.0025 \times S_1 \times h$

$$\Rightarrow S = \frac{Av}{0.0025 \times h} = \frac{2.26}{0.0025 \times 30} = 30.13\,cm$$

- Select S= 30 cm < $S_1 = 90\,cm < S_1 = 133.33\,cm$

Use 2Φ12 @ 30cm C/C for the reinforcement in two layer.

4-13-5-3-2 Design of Moment:-

Design of light Loaded shear wall:

(Uniform Distributed vertical reinforcement will be neglected)

d=0.8×L_w = 0.8×4.0 = 3.2 m = 3200 mm

Mu = 3971.75 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3971.75}{0.9} = 4413.06\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4413.06\times10^6}{300(3200)^2} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times30} = 16.47$$

$$\rho_{req.} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{Fy}}\right)$$

$$\rho_{req.} = \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times16.47\times1.44}{420}}\right) = 0.0035$$

$As_{req.} = \rho \times b \times d$

$As_{req.} = 0.0035\times30\times320 = 33.6 \ cm^2$

$C_w = h = 30$ cm

Area of Boundary = $C_w \times h = 30\times30 = 900 \ cm^2$

$$\frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} = \frac{33.6}{900} = 0.037$$

But $\frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} \leq 8\%$

$$\frac{As_{req.}}{\text{Area of Boundary}} = 0.037 < 0.08$$

☞ Safe

So Design as light Loaded shear wall:

☞**Select 14Φ18**

⇨As(14Φ18) = 35.56 cm^2 > $As_{req.}$ = 33.6 cm^2

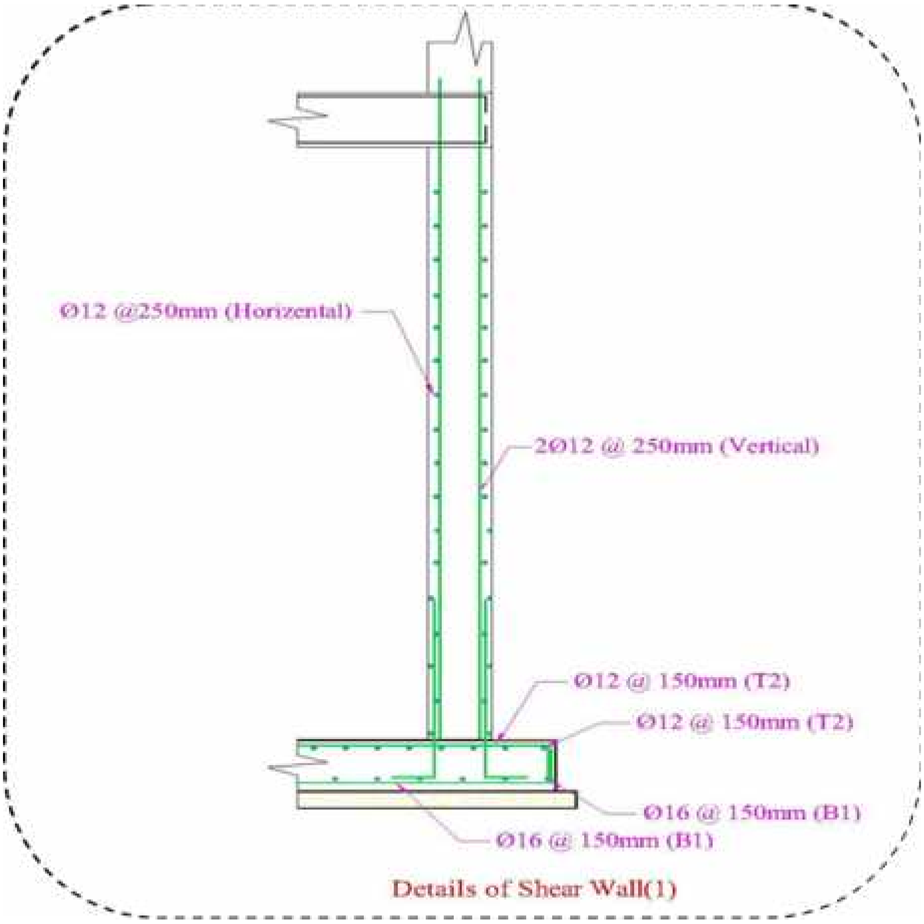


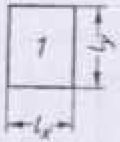
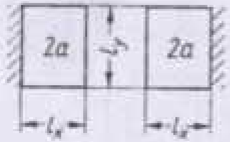
Fig. 4-43 Details of Shear Wall (1).

Tafel 6.6 Beiwerte k für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

	Lagerungsfall 1			Lagerungsfall 2a					Lagerungsfall 2b				
$l_y : l_x$	k_{Fx}	k_{Fy}	$k_{Ax} = k_{Ay}$	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}
1,00	27,2	27,2	2,19	31,4	41,2	11,9	2,59	2,47	41,2	29,4	11,9	2,59	1,72
1,05	24,5	27,5	2,14	29,2	43,2	11,3	2,56	2,44	36,5	29,0	11,3	2,49	1,67
1,10	22,4	27,9	2,09	27,3	45,1	10,9	2,54	2,42	31,9	28,8	10,9	2,42	1,63
1,15	20,7	28,4	2,05	25,8	47,1	10,5	2,52	2,41	28,3	28,8	10,4	2,34	1,59
1,20	19,1	29,1	2,02	24,5	48,8	10,2	2,51	2,41	25,9	28,9	10,1	2,29	1,56
1,25	17,8	29,9	1,98	23,4	50,3	9,9	2,50	2,40	23,4	29,2	9,8	2,23	1,53
1,30	16,8	30,9	1,96	22,4	51,8	9,7	2,50	2,40	21,7	29,7	9,6	2,19	1,51
1,35	15,8	31,8	1,94	21,6	53,2	9,4	2,49	2,40	20,1	30,2	9,3	2,15	1,49
1,40	15,0	32,8	1,92	21,0	54,3	9,3	2,49	2,41	18,8	30,8	9,2	2,12	1,47
1,45	14,3	33,8	1,90	20,3	55,0	9,1	2,48	2,41	17,5	31,6	9,0	2,09	1,45
1,50	13,7	34,7	1,89	19,8	55,6	9,0	2,48	2,42	16,6	32,3	8,9	2,07	1,44
1,55	13,2	35,4	1,88	19,4	56,2	8,9	2,47	2,42	15,7	33,0	8,8	2,05	1,43
1,60	12,7	36,1	1,87	19,0	56,8	8,8	2,47	2,43	15,0	33,6	8,7	2,03	1,42
1,65	12,3	36,7	1,86	18,6	57,3	8,7	2,47	2,43	14,3	34,3	8,6	2,01	1,41
1,70	11,9	37,3	1,85	18,3	57,8	8,6	2,47	2,44	13,8	34,9	8,5	1,99	1,40
1,75	11,5	37,9	1,84	18,0	58,2	8,5	2,47	2,45	13,2	35,6	8,45	1,98	1,39
1,80	11,3	38,5	1,83	17,8	58,6	8,4	2,47	2,46	12,8	36,2	8,4	1,97	1,39
1,85	11,0	38,9	1,82	17,5	58,8	8,3	2,47	2,47	12,3	36,9	8,35	1,96	1,38
1,90	10,8	39,4	1,82	17,4	59,0	8,3	2,47	2,47	12,0	37,5	8,3	1,96	1,38
1,95	10,6	39,8	1,82	17,2	59,1	8,3	2,47	2,47	11,6	38,2	8,25	1,95	1,37
2,00	10,4	40,3	1,82	17,1	59,2	8,3	2,47	2,47	11,4	38,8	8,2	1,95	1,37

...te of field moment in x directh...

Tafel 6.6 **Beiwerte** *k* für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

	Lagerungsfall 1 			Lagerungsfall 2a 					Lagerungsfall 2b 				
$l_y : l_x$	k_{Fx}	k_{Fy}	$k_{Ax} \approx k_{Ay}$	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}
1,00	27,2	27,2	2,19	31,4	41,2	11,9	2,59	2,47	41,2	29,4	11,9	2,59	1,72
1,05	24,5	27,5	2,14	29,2	43,2	11,3	2,56	2,44	36,5	29,0	11,3	2,49	1,67
1,10	22,4	27,9	2,09	27,3	45,1	10,9	2,54	2,42	31,9	28,8	10,9	2,42	1,63
1,15	20,7	28,4	2,05	25,8	47,1	10,5	2,52	2,41	28,3	28,8	10,4	2,34	1,59
1,20	19,1	29,1	2,02	24,5	48,8	10,2	2,51	2,41	25,9	28,9	10,1	2,29	1,56
1,25	17,8	29,9	1,99	23,4	50,3	9,9	2,50	2,40	23,4	29,2	9,8	2,23	1,53
1,30	16,8	30,9	1,96	22,4	51,8	9,7	2,50	2,40	21,7	29,7	9,6	2,19	1,51
1,35	15,8	31,8	1,94	21,6	53,2	9,4	2,49	2,40	20,1	30,2	9,3	2,15	1,49
1,40	15,0	32,8	1,92	21,0	54,3	9,3	2,49	2,41	18,8	30,8	9,2	2,12	1,47
1,45	14,3	33,8	1,90	20,3	55,0	9,1	2,48	2,41	17,5	31,6	9,0	2,09	1,45
1,50	13,7	34,7	1,89	19,8	55,6	9,0	2,48	2,42	16,6	32,3	8,9	2,07	1,44
1,55	13,2	35,4	1,88	19,4	56,2	8,9	2,47	2,42	15,7	33,0	8,8	2,05	1,43
1,60	12,7	36,1	1,87	19,0	56,8	8,8	2,47	2,43	15,0	33,6	8,7	2,03	1,42
1,65	12,3	36,7	1,86	18,6	57,3	8,7	2,47	2,43	14,3	34,3	8,6	2,01	1,41
1,70	11,9	37,3	1,85	18,3	57,8	8,6	2,47	2,44	13,8	34,9	8,5	1,99	1,40
1,75	11,5	37,9	1,84	18,0	58,2	8,5	2,47	2,45	13,2	35,6	8,45	1,98	1,39
1,80	11,3	38,5	1,83	17,8	58,6	8,4	2,47	2,46	12,8	36,2	8,4	1,97	1,39
1,85	11,0	38,9	1,82	17,5	58,8	8,3	2,47	2,47	12,3	36,9	8,35	1,96	1,38
1,90	10,8	39,4	1,82	17,4	59,0	8,3	2,47	2,47	12,0	37,5	8,3	1,96	1,38
1,95	10,6	39,8	1,82	17,2	59,1	8,3	2,47	2,47	11,6	38,2	8,25	1,95	1,37
2,00	10,4	40,3	1,82	17,1	59,2	8,3	2,47	2,47	11,4	38,8	8,2	1,95	1,37

١.٥ النتائج:

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

٤. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي5 كغم/سم^2 .

٥. لقد تم استخدام نظام عقدات (Tow-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

٦. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة، فقد تم استخدام برنامج **(Atir)** في التصميم الانشائي للعناصر الانشائية، ومقارنة التسليح بتسليح كافة العناصر بعد أن تم حساب تسليحها يدويا وقد كانت النتائج متطابقة في كلتا الحالتين.

٧. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

٨. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

2.5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.