جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمستشفى الشفاء

فريق العمل

اياد طردي حكيم طميزة محمد عادي

إشراف :

د . ماهر عمرو .

فلسطين – الخليل

2014

التصميم الإنشائي لمستشفى الشفاء
في مدينة حلحول

التصميم الإنشائي لمستشفى الشفاء

فريق العمل
اياد طردي حكيم الحارثي محمد عادي

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٤م

إشراف:

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى الشفاء في حلحول ، وهو عبارة عن مجمع طبي يضم ثلاثة أقسام هي : قسم الجراحة، وقسم الباطني، وقسم النساء والتوليد، بحيث سيشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة بحيث يتكون المبنى من ٥ طوابق بمساحة اجمالية تساوي ١١٩٤٤ مترا مربعا .

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

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

Structural design of alshefaa Hospital in halhul

Work team:

Iyad Taradi Hakeem alharithi Mohammad Adi

Palestine Polytechnic University -2014

Supervisor

Dr. Maher Amro

Abstract

The idea of this project is the structural design of alshefaa Hospital in halhul, which includes three departments: Surgery, Internal Medicine, and Women and obstetrics. The project will include the construction design with all details necessary for the building which consists of five stories .

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

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

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1المقدمة:

الجامعات بطبيعتها تحتاج إلى المعرفة والتقدم في مجال الأبحاث خاصة في ظل الظروف المحيطة بها في المجتمع الفلسطيني ،وانطلاقاً من هذه الأهمية ، جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مستشفى الشفاء الذي يقع في مدينة حلحول على الشمال من محافظة الخليل كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. و كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمستشفى الشفاء في حلحول الذي يتكون من خمسة طوابق وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل و قابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع:

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.

2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.

4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع:

تتلخص مشكلة البحث في عمل تصميم إنشائي متكامل لمستشفى الشفاء في حلحول بحيث يراعي هذا التصميم الأهداف المعمارية ، و العناصر الجمالية ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، و يتلخص التصميم الإنشائي في توزيع العناصر الإنشائية بما يتفق و المخططات المعمارية وكذلك تصميم هذه العناصر .

4.1 حدود مشكلة المشروع:

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا ، حيث سيتم العمل في مقدمة المشروع في الفصل الصيفي من السنة الدراسية "2014" و مشروع التخرج في الفصل الأول من السنة الدراسية " 2015-2014".

5.1 المسلمات:

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) والأحمال من الكود الأردني.

2. استخدام بعض برامج التحليل و التصميم الإنشائي مثل (Safe, Atir, STAAD pro. 2008).

3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع:

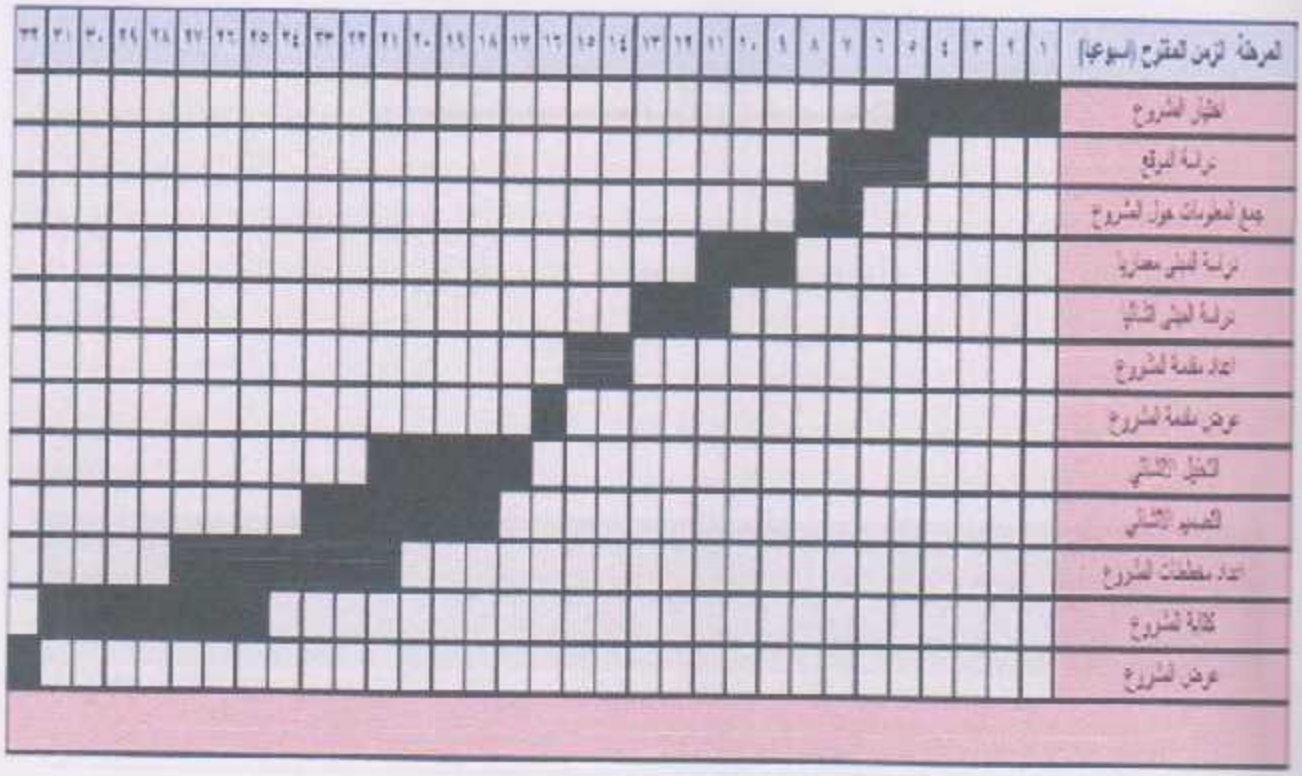
يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
2. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع:

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم والمناسب.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
3. تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .
4. تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
5. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل و القابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط :



جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2014-2015)

الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة:

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه. وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية). ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

2.2 لمحة عن المشروع:

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، و كشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا ، نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد ، ويكون الحل بوجود مستشفيات نموذجية تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة و السلامة العامة .

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى عام يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية حيث يتكون المشروع من 4 طوابق بالإضافة إلى طابق تسوية واحد متدرج في المساحة من حوالي 1480 متر مربع إلى حوالي 3200 متر مربع تتنوع فيها الخدمات

الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغاة من التصميم، وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترح عمل المشروع عليها 22 دونم.

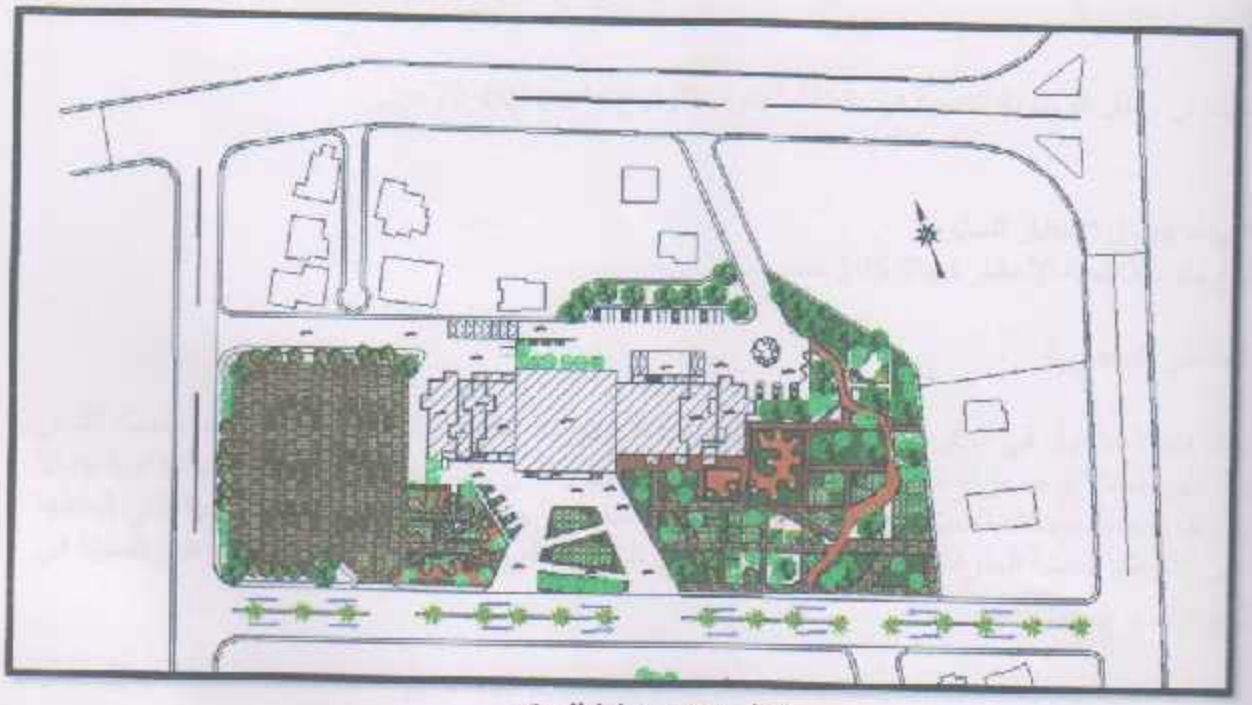
وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

3.2 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

قطعة الأرض مستطيلة الشكل، تبلغ مساحتها تقريبا 22 دونم، والتي تقع في منطقة زبود في مدينة "حلحول الواقعة إلى الشمال من مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم المستشفى المراد إنشاؤها، وقد تم ملاءمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشياً مع شكل الأرض المستطيلة ، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من مكاتب وقاعات وغرف وكافتيريات وأي خدمات أخرى.



شكل (1): مخطط للموقع .

وصف الموقع

يقع موقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في مدينة حلحول على بعد7 كم من شمال الخليل، كما تبتعد نحو 25 كم عن البحر الميت و63 كم عن البحر المتوسط و30 كم عن القدس. تقع مدينة حلحول على طريق الخليل القدس على بعد 30 كم جنوب القدس،و 25كم عن البحر الميت،و 60 عن البحر الابيض المتوسط . وهي قريبة من مدينة الخليل لدرجة ان المباني تداخلت بينهم . ويحدها غربا اراضيا نوبا خراس بتولا ، وشرقا أراضي سعير و الشيوخ، وشمالا اراضي بيت امر والعروب ،وجنوبا اراضي الخليل وبيت كاحل. و مساحتها 37كم مربع منها 25 الف دونم اراضي زراعية عدد السكن 30 ألف نسمة على ارض البلاط و 10000خارجها. وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترحة 25 دونم والشكل السابق يبين موقع قطعة الارض تدرجا من دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية - حلحول - الموقع المقترح.

المناخ

حركة الرياح و الشمس

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

الضوضاء

يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني اذ ان المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا .

الرطوبة النسبية

حيث ان معدل الرطوبة النسبية في منطقة الجنوب تتراوح ما بين (60-70)%.

كميات هطول الأمطار السنوية

يبلغ متوسط كمية الأمطار فيها595.9 ملم.

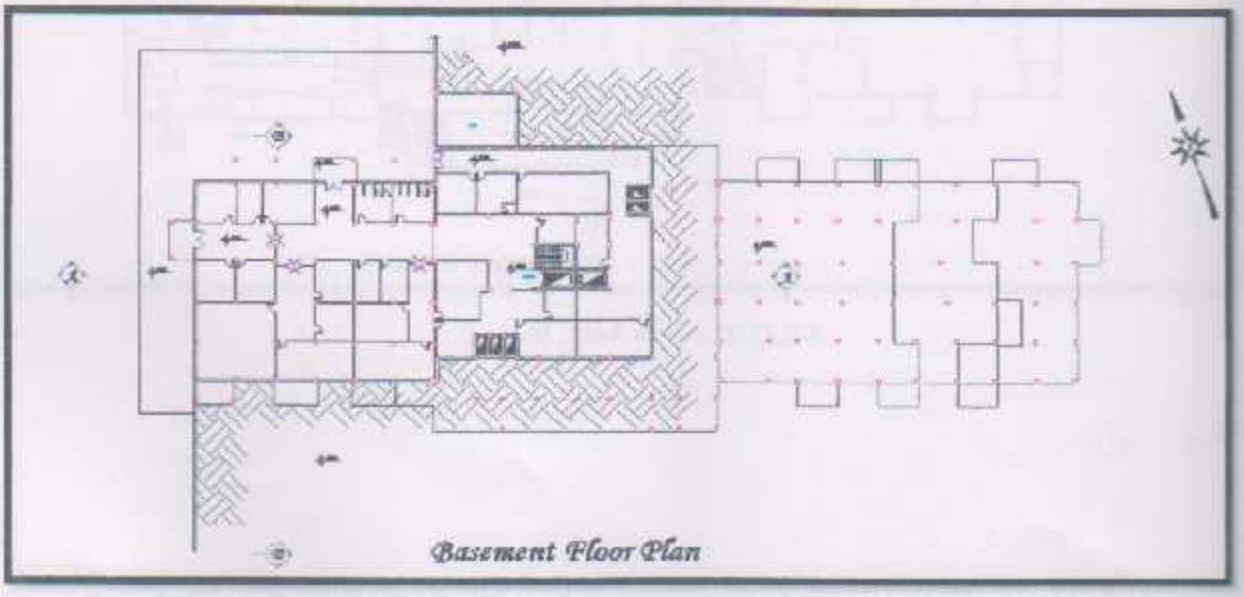
العناصر المعمارية

تجثم مدينة حلحول في الجنوب الفلسطيني ، حيث تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

4.2 وصف المساقط الأفقية:

1. طابق التسوية :

مساحة هذا الطابق هي 1480 متر مربع ويقسم هذا الطابق الى ثلاثة اقسام رئيسية ، فالقسم الاول عبارة المشرحة ولوازمها من مغسلة ومخزن وغيرها ، اما القسم الثاني الذي يوفر خدمات المبنى والمتمثلة في (المستودعات، دورات المياه، وغرف الغسيل، مركز التحويل الكهربائي والمولدات، التدفئة والتكيف، والأقسام الكهربائية والصحية و الميكانيكية، كذلك مطابخ لتزويد المرضى بالطعام ، اما القسم الثالث فهو قسم الغسيل يحتوي على مخازن خاصة بالغسيل وغرف تنظيف اخرى ،ويتم الوصول الى هذا الطابق عن المنحدر الخارجي ، وكذلك عن طريق عناصر الحركة العمودية والمتمثلة في الأدراج والمصاعد.



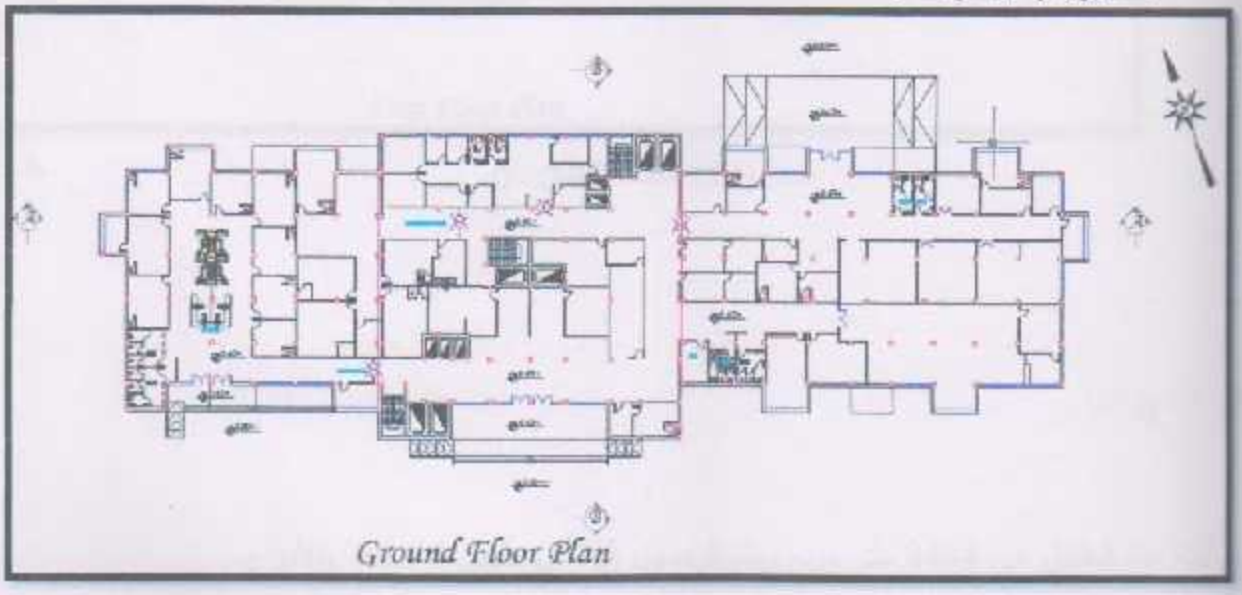
شكل (2-1): مخطط طابق التسوية.

2. الطابق الأرضي:

مساحة هذا الطابق هي 3200 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق مدخلين في الواجهة الامامية ومدخل فرعي للطوارئ في الواجهة الشمالية يدخل اليهاعن طريق 3 درجات من منسوب الشارع ، وتحتوي المداخل الموجودة في الواجهة الجنوبية على منحدر لمساعدة ذوي الاحتياجات الخاصة على الوصول إلى الأقسام المناسبة ،ويتم الانتقال بين الطوابق عن طريق المصاعد والادراج .

ويحتوي هذا الطابق على:

- قسم الطوارئ.
- قسم الاستعلامات و التسجيل.
- قسم الأشعة .
- قسم المختبرات .
- قسم العيادات .
- الكافتيريا و الاستراحة .



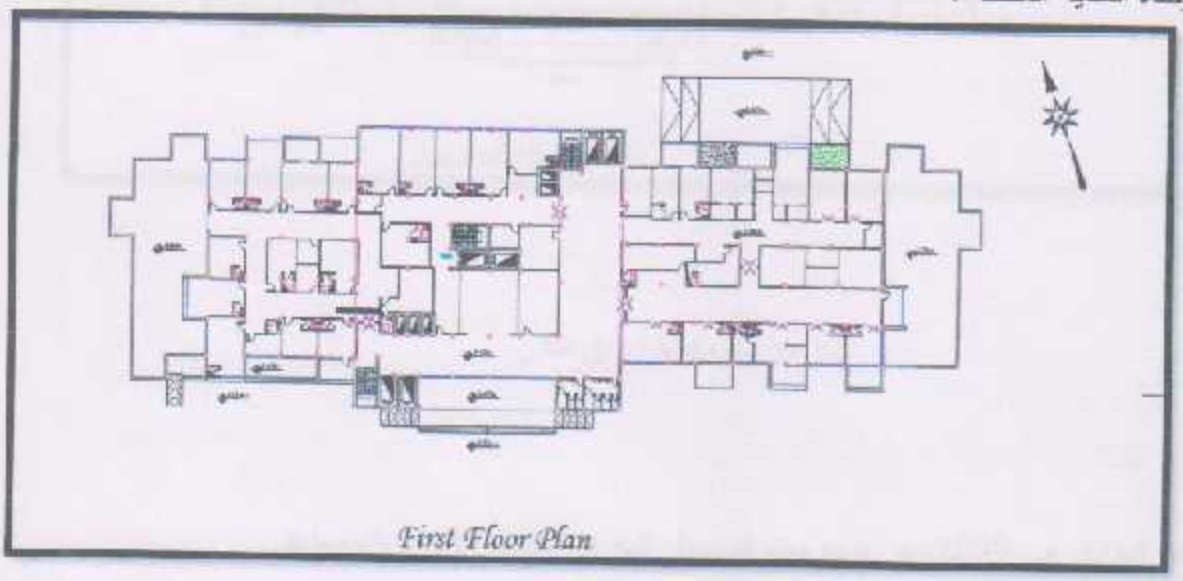
شكل(2-2): مخطط الطابق الأرضي.

3. الطابق الأول:

مساحة هذا الطابق هي 2681 متر مربع ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- قسم الإدارة.
- قسم الجراحة .
- غرف ممرضات وغرف تعقيم .
- غرف أطباء.
- وحدة العناية المكثفة .



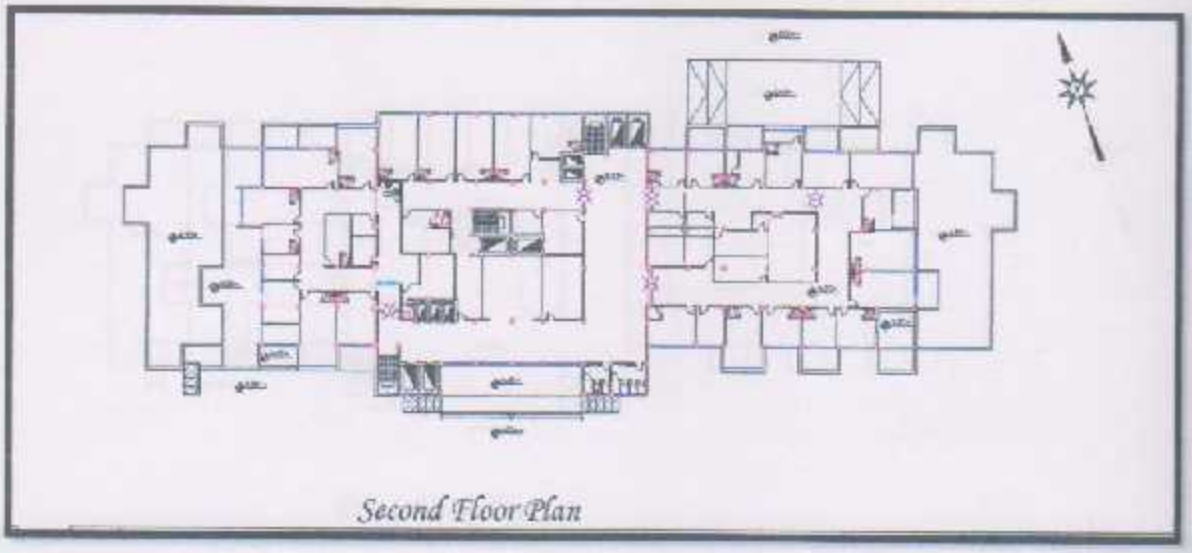
شكل (2-3): مخطط الطابق الأول.

4. الطابق الثاني:

مساحة هذا الطابق هي 2484 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- قسم الاطفال.
- قسم الولادة .
- قسم الأنف والاذن والحنجرة .



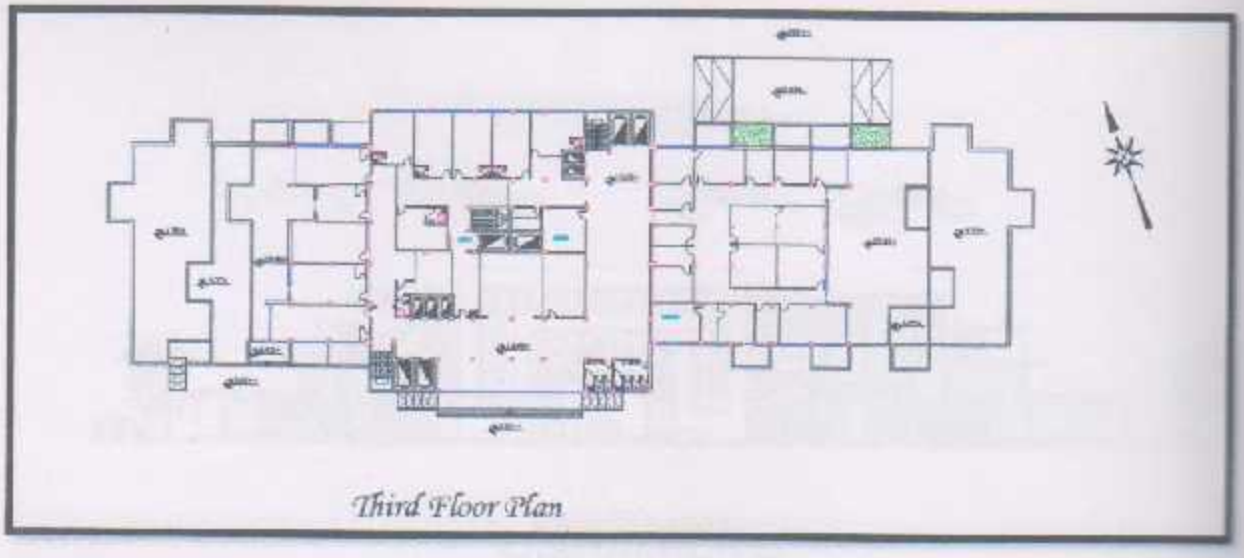
شكل (2-4): مخطط الطابق الثاني .

5. الطابق الثالث :

مساحة هذا الطابق هي 2099 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق الأدراج والمصاعد .

ويتكون هذا الطابق من:

- غرف سجلات وأرشيف .
- غرف ممرضات.
- قسم العظام .
- قسم الحجر الصحي .
- غرف ادارية وقاعات اجتماعات .



شكل (2-5): مخطط الطابق الثالث.

5.2 وصف الواجهات :

1. الواجهة الجنوبية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية ، تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى،ويلاحظ ايضا البروزات في الواجهة

الامامية وترجع المبنى من اليمين واليسار بشكل متناسق ومتدرج وبما يتناسب مع الوظيفة حيث ان شكل المبنى حديث وغير تقليدي ، ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

South Elevation
شكل(2-6) الواجهة الجنوبية

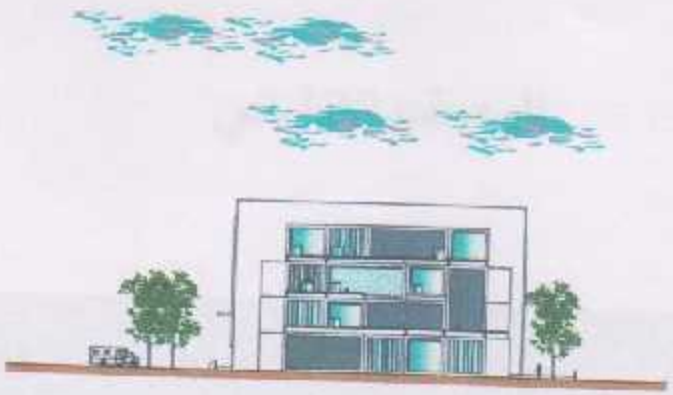
2. الواجهة الشمالية:

تشبه هذه الواجهة الواجهة الجنوبية ،حيث البروزات المعمارية واستخدام الزجاج والحجر من جهة ، والتراجعات في الطوابق بشكل تدريجي من جهة اخرى ، ويظهر فيها مدخل الطوارئ كما في الشكل :

North Elevation
شكل(2-7): الواجهة الشمالية.

3. الواجهة الشرقية :

ان اول ما يثير الناظر الى هذه الواجهة هو استخدام الزجاج والحجر لكسر الملل ولمواكبة الحداثة ، وتم استخدام التراجعات من ناحية وظيفية لتخدم الإداريين والمرضى كما في الصورة :

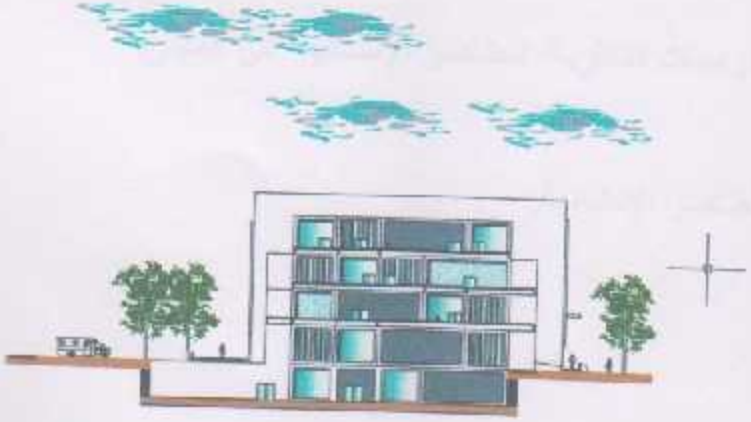


East Elevation

شكل(2- 8) : الواجهة الشرقية.

4. الواجهة الغربية:

5. تظهر في هذه الواجهة التسوية وبقية الطوابق وتظهر فيها البروزات المعمارية المميزة كما في الصورة .



West Elevation

شكل(2- 9): الواجهة الغربية.

الفصـــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

5.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة:

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2.3 هدف التصميم الإنشائي:

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

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى:

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم حيث انه من خلالها يمكن الوصول الى افضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العنـــاصر الانشائية بشكل جيد وتحديد الاحمال الواقعة على كل عنصر للوصول التصميم المتين والامن وطريقة العمل المناسبة.

٣.٣.١الأحمال:

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

3.3.2الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، بحيث تكون ثابتة المقدار والاتجاه.**وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة في المبنى فهي على النحو التالي :**

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

4.3.3 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم،**وهذه الأحمال تتمثل في:**

1. **الرياح:**

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2)وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

2. **الثلوج:**

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

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

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

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000

1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3. الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم (UBC97).

٤.٣ العناصر الإنشائية:

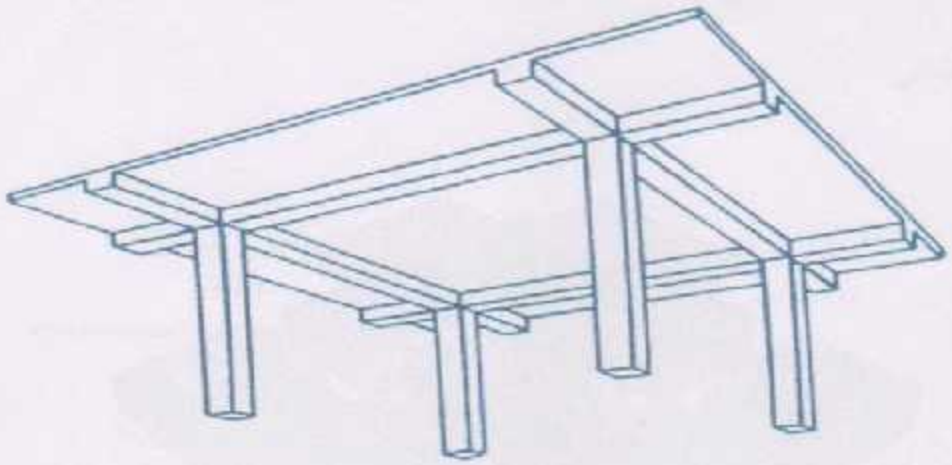
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

١.٤.٣ العقدات:

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

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

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) : ومنها ما هو باتجاه واحد و أخر في اتجاهين.



الشكل (3-1): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

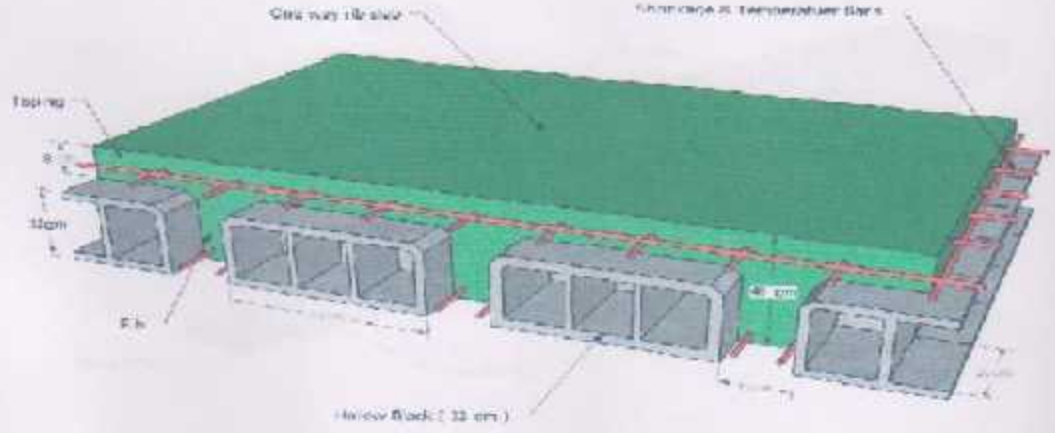
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

☑ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .

☑ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way Ribbed Slab):

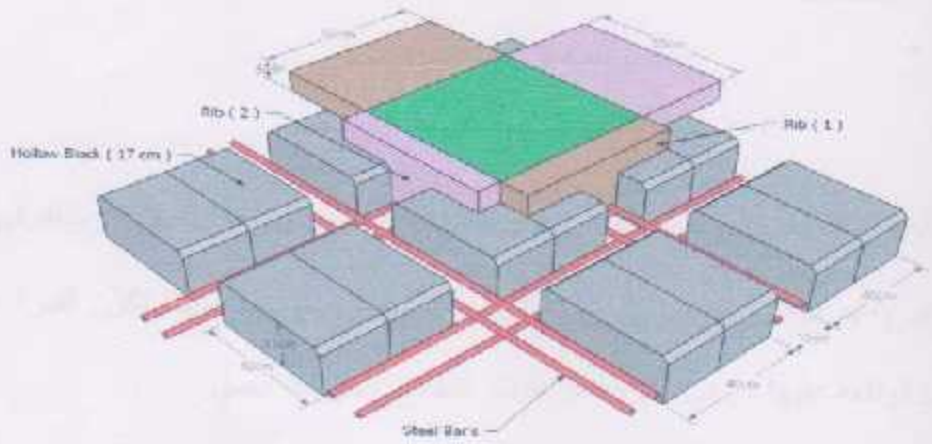
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣_١_٤_٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

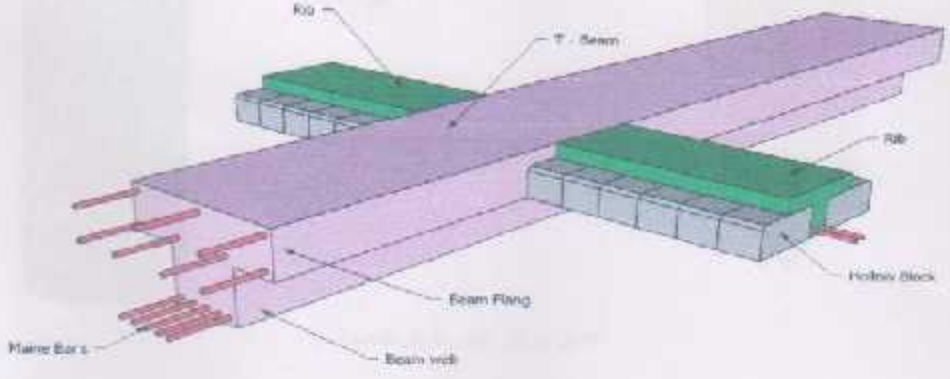
وهذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة، والشكل التالي يبين العقدات ذات الاتجاهين و تكوينها الانشائي.

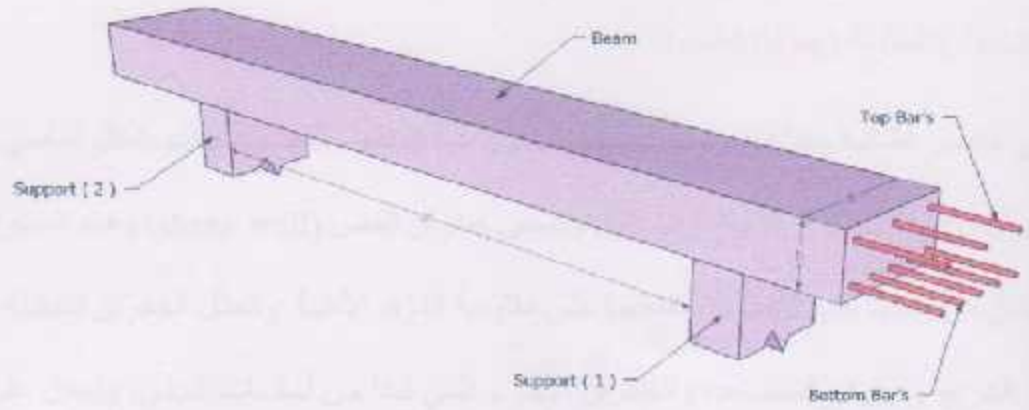


الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣_١_٤_٢ الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة (تكون مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.

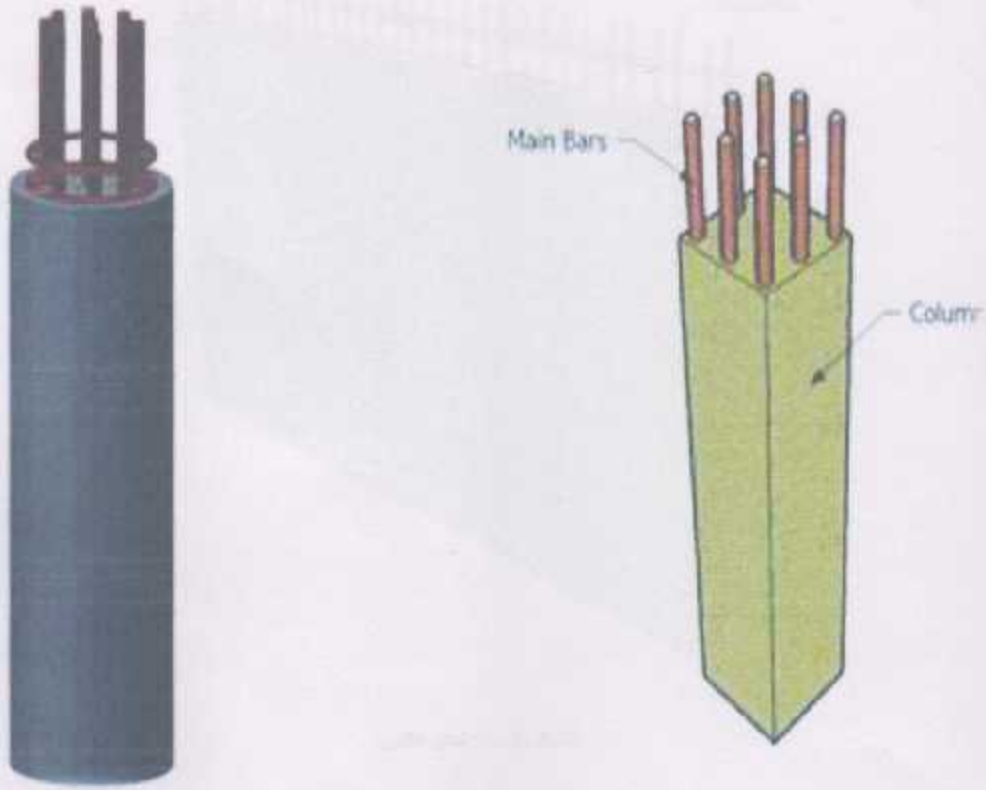




الشكل (3-4) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

٣-٤-١٣الأعمدة:

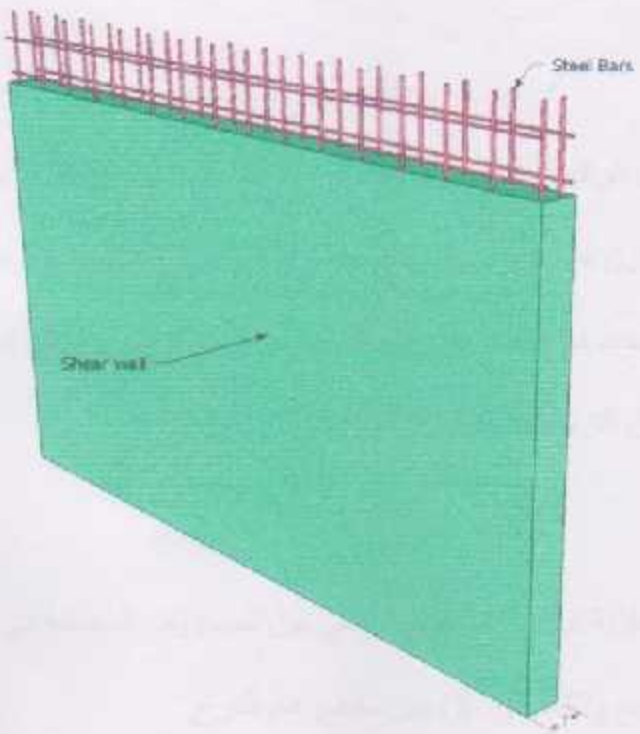
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري ومهم فينقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وهي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-5): احدى أشكال الأعمدة

٣.٤.٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

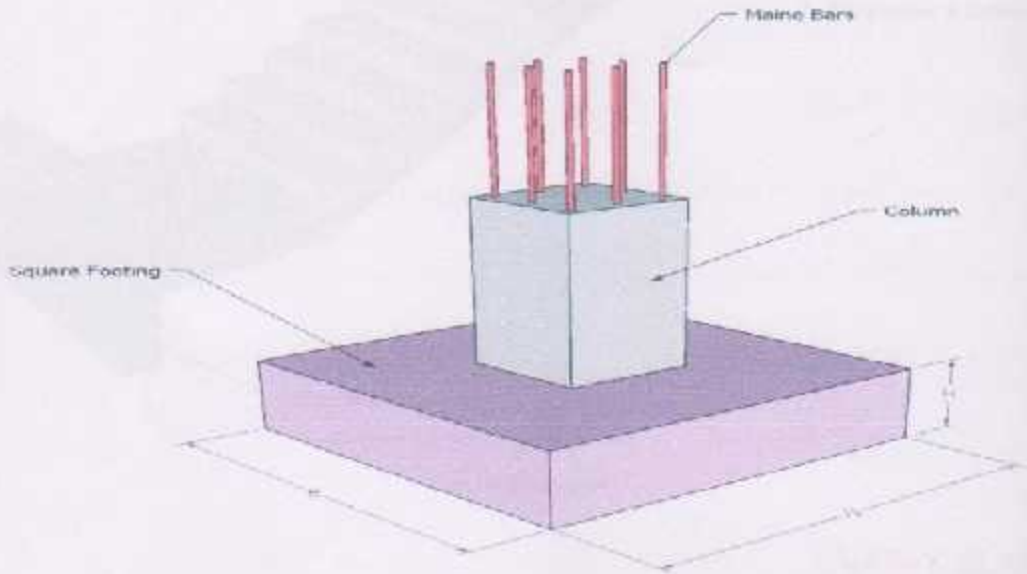
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن ، وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل (3-6): جدار القص

٣_٤_٥ الأساسات:

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

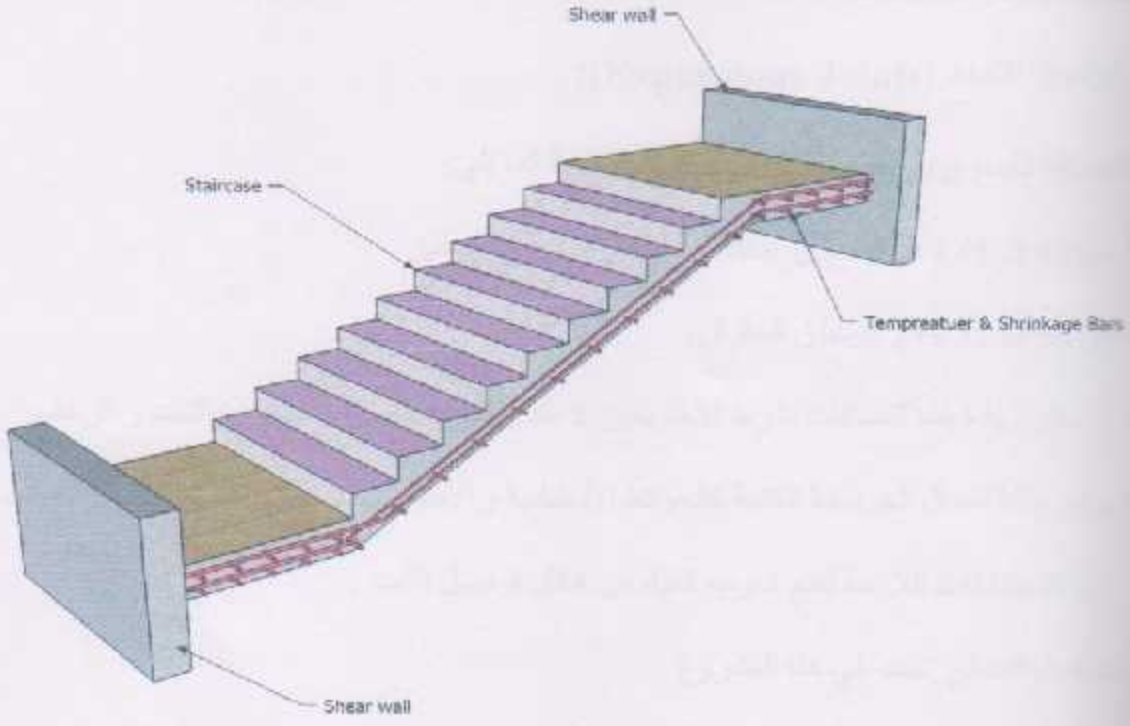


الشكل (3-7) : الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة في البناء ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

٣_٤_٦ الأدراج:

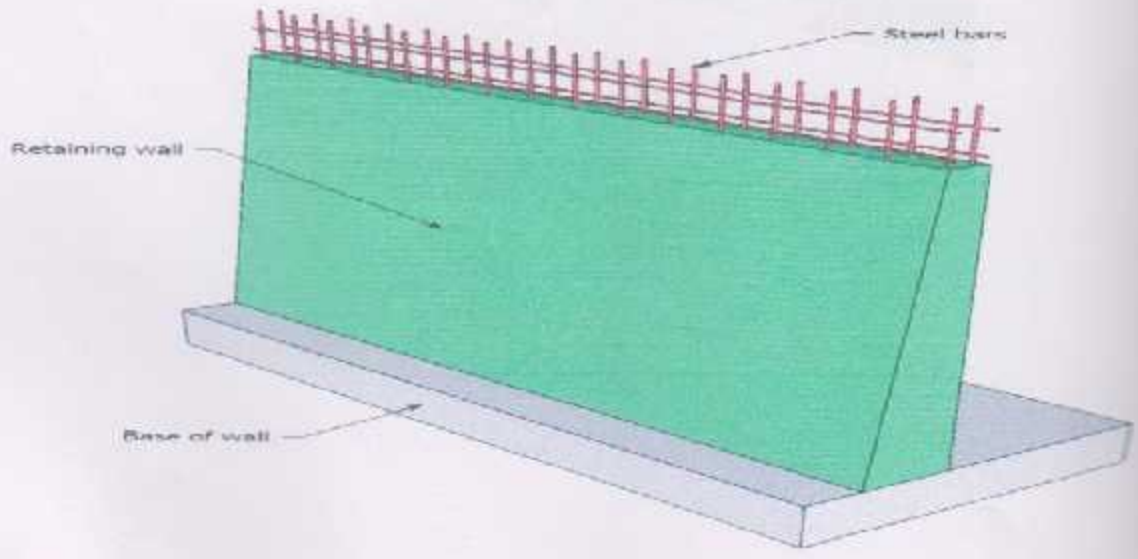
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة في المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3-8) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (3-8): الدرج .

٣.٤.٧ الجدران الإستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



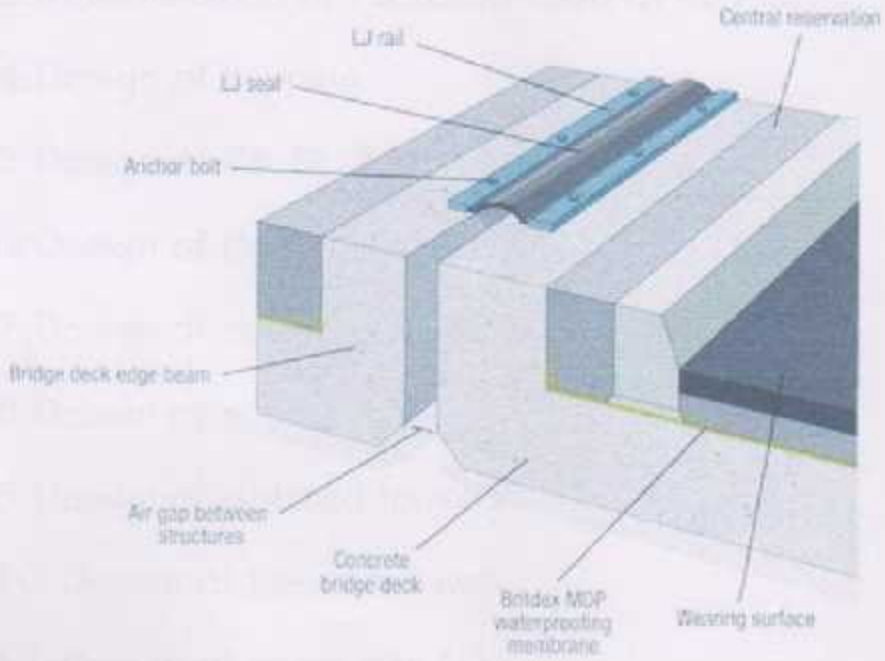
الشكل (3-9) جدار استنادي.

٣_٤_٨ فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- ✓ من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- ✓ من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- ✓ و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- ✓ و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلي تمدد في هذا المشروع .



الشكل (3-10) فاصل التمدد بالمبنى.

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load of ribs

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib (2_32).

4-6 Design of Beam (1 _ 71).

4-7 Design of column (C 121).

4-8 Design of stair .

4-9 Design of isolated footing .

4-10 Design of basement wall .

4-11 Design of shear wall (1)

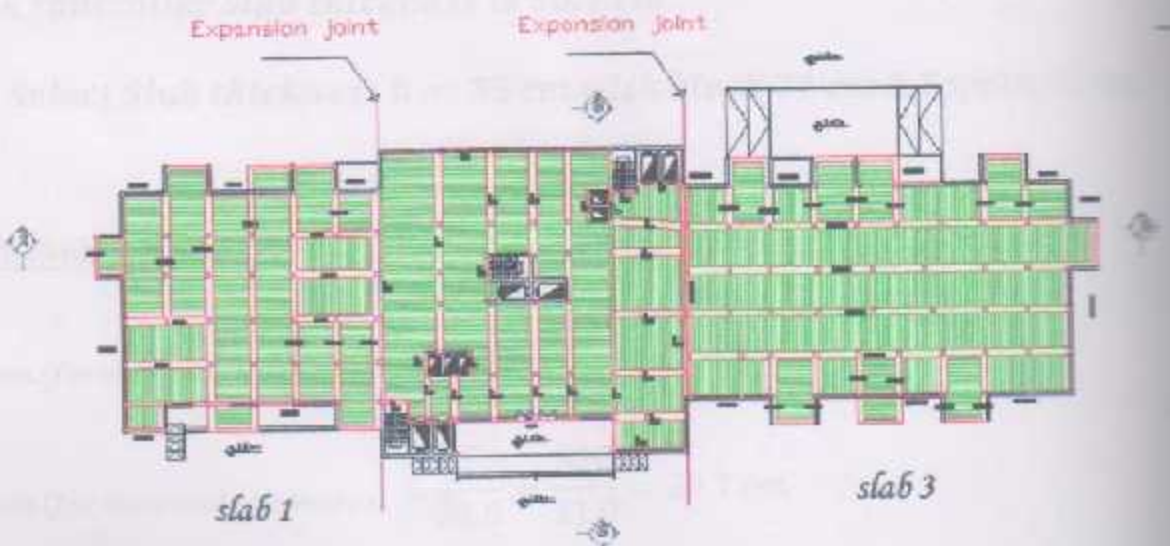
4-12 Design of strip footing

4-13 Design of one way solid slab

4.1 Introduction:

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

4.2 Determination of Slab Thickness:



Ground Floor Plan

Figure (4-1): Ground Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

Thickness of slab 2 :

$$h_{min.(for\ one-end\ continuous)} = \frac{l}{18.5} = \frac{680}{18.5} = 36.7\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ both-end\ continuous)} = \frac{l}{21.0} = \frac{713}{21.0} = 34\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ simply\ supported)} = \frac{l}{16.0} = \frac{515}{16.0} = 32.2\text{cm}$$

The controller slab thickness is 36.7 cm.

So Select Slab thickness h = 35 cm with block 27 cm & *Topping 8 cm.*

Thickness of slab 3 :

$$h_{min.(for\ one-end\ continuous)} = \frac{l}{18.5} = \frac{492}{18.5} = 26.5\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ both-end\ continuous)} = \frac{l}{21.0} = \frac{520}{21.0} = 24.7\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ simply\ supported)} = \frac{l}{16.0} = \frac{434}{16.0} = 27.1\ \text{cm}$$

The controller slab thickness is 27.1cm.

So Select Slab thickness h = 25 cm with block 17 cm & *Topping 8 cm.*

Thickness of slab 1 :

$$h_{min.(for\ one-end\ continuous)} = \frac{l}{18.5} = \frac{495}{18.5} = 26.5\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ both-end\ continuous)} = \frac{l}{21.0} = \frac{525}{21.0} = 25\ \text{cm}$$

$$h_{min.(for\ simply\ supported)} = \frac{l}{16.0} = \frac{440}{16.0} = 27.5\ \text{cm}$$

The controller slab thickness is 27.5cm.

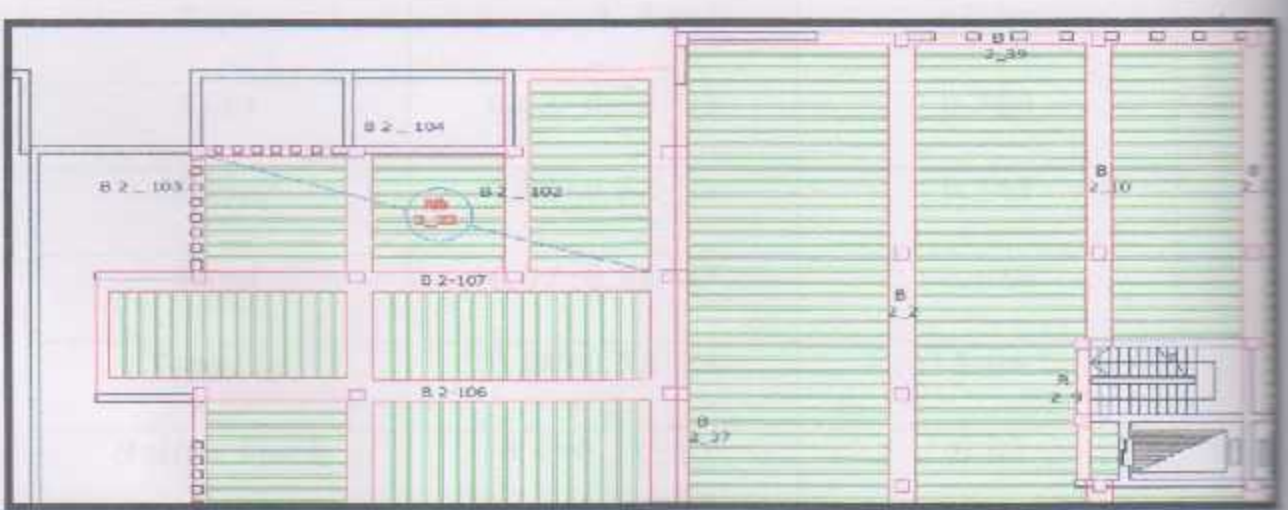
So Select Slab thickness h = 25 cm with block 17 cm & *Topping 8 cm.*

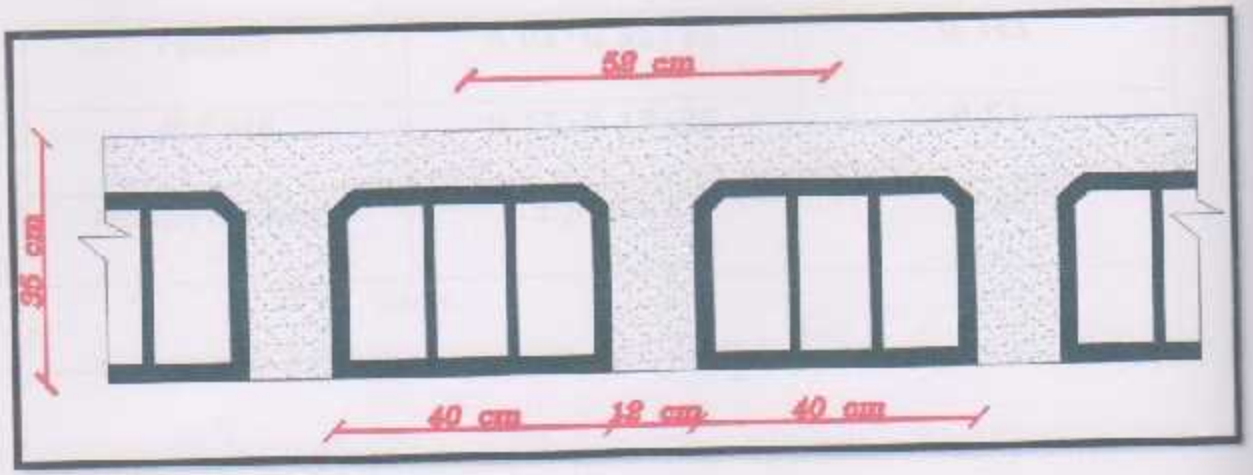
⇒***Materials of Properties:***

→ ***Compressive strength of concrete*** $f_c^{'} = 24MPa$.

→ ***Yield strength of steel*** $f_y = 420MPa$.

4.3 Determination of Loads of Rib 2_32(Pos.{Ribbed Slab at second Floor}





From the Geometry of T-Section:

$b_{eff} = 520\,mm$ $b_w = 120\,mm$ $h_f = 80\,mm$ $h = 170\,mm$

$(a) b_{eff} = b_w + 16h_f = 120 + 16 \cdot 80 = 1400\,mm$

$(b)\ b_{eff} \leq$ *center to center spacing between adjacent beams* $= 400 + 120 = 520\,mm$

$(c) b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{4770}{4} = 1192.2\,mm$

Take $b_{eff} = 520\,mm$

4.3.1 Determination of Dead load for Rib 30:-

Type	$\gamma \cdot b \cdot h$	KN/m
Tiles	$0.03 \cdot 0.52 \cdot 23$	0.358
Mortar	$0.03 \cdot 0.52 \cdot 22$	0.343
Sand	$0.07 \cdot 0.52 \cdot 17$	0.618
Topping	$0.08 \cdot 0.52 \cdot 25$	1.04
Hollow block	$0.4 \cdot 0.17 \cdot 10$	0.68

Plaster	$0.03 \cdot 0.52 \cdot 22$	0.343
R.C rib	$0.12 \cdot 0.17 \cdot 25$	0.51
Interior Partitions	$2.3 \cdot 0.52$	1.196
Sum		5.09

4.3.1 Determination of live load:-

$Nominal\ Total\ live\ load = 5.0 \cdot 0.52 = 2.6\ KN/m\ of\ Rib$

4.3.2 Determination of factored dead & live load:

$Factored\ dead\ load = 1.2\ Dead\ load = 1.2 \cdot 5.09 = 6.108\ KN/m.$

$Factored\ Live\ load = 1.6\ Live\ load = 1.6 \cdot 2.6 = 4.16 \frac{KN}{m}.$

4.4 Design of Topping:

Determination of dead load of topping

Type	$\gamma \cdot b \cdot h$	KN/m
Tiles	$0.03 \cdot 23$	0.69
Mortar	$0.03 \cdot 22$	0.66
Sand	$0.07 \cdot 17$	1.19
Topping	$0.08 \cdot 25$	2
Interior Partitions	2.3	2.3
Sum		6.84

$Live\ Load = 5\ KN/m.$

$q_u = 1.2DL + 1.6LL$

$q_u = 1.2 \cdot 6.84 + 1.6 \cdot 5 = 16.21\ KN.m\ (Total\ Factored\ Load)$

$M_u = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{16.21 \cdot 0.4^2}{12} = 0.216\ KN.m/m\ of\ strip\ width$

$M_n = 0.42\sqrt{f_c^`}\, S_m$

$S_m = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{100 \cdot (80^2)}{6} = 1066666.67\ mm^3$

$M_n = 0.42 \cdot \sqrt{24} \cdot 1066666.67 = 2.2KN.m$

$\emptyset \cdot M_n = 0.55 \cdot 2.2 = 1.2KN.m \qquad \rightarrow \emptyset = 0.55 - for\ plain\ concrete.$

$\emptyset \cdot M_n = 1.2KN.m >> M_u = 0.216\ KN.m \ldots\ldots\ldots OK$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

$\Rightarrow$ *For the shrinkage and temperature reinforcement:*

$\rho = 0.0018$

$A_S = \rho\, b\, h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 80 = 144\ mm^2$

$n = \frac{A_{S\,req}}{A_{S\,bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.86\ bars \approx 3\ bars$

$S = \frac{1000}{3} = 333.33\ mm$

1. $S = 5\,h = 5 \cdot 80 = 400\ mm$

2. $S = 450\ mm$

3. $S = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 \cdot C_c = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 400}\right) - 2.5 \cdot 20 = 250\ mm$

$$S \leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 400}\right) = 300\ mm$$

Use the distance $S = 200mm < S_{max} = 300\ mm$ OK

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.4 Design of Rib 2 _ 32 :-

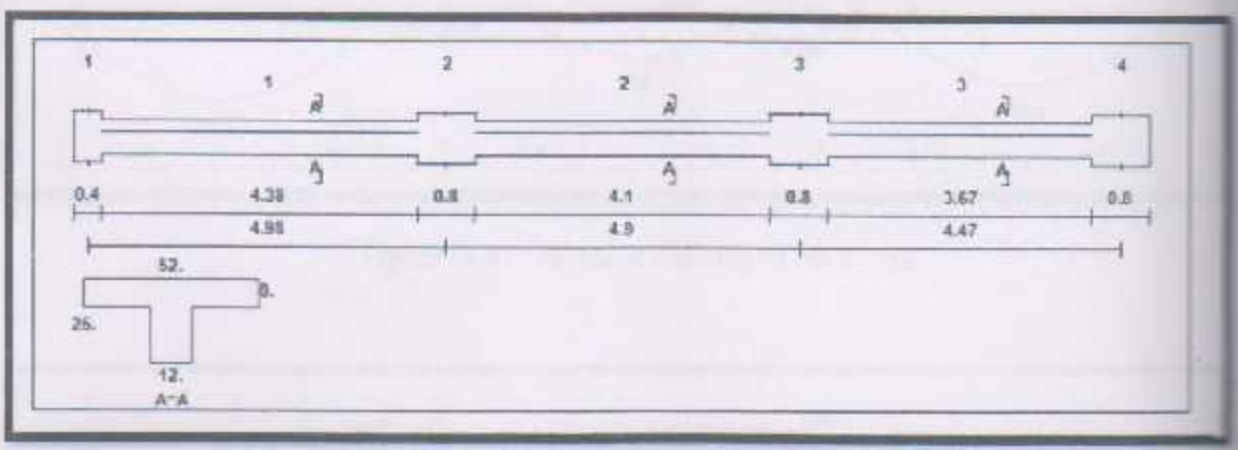


Figure (4-2): Rib 2_3 geometry.

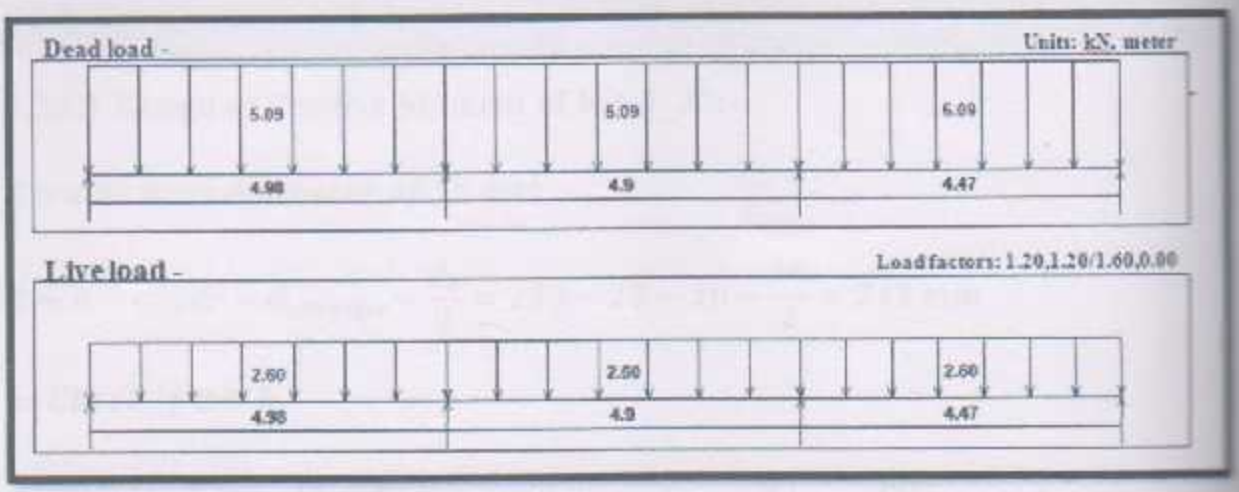


Figure (4-3) : loading of Rib 2 _ 32

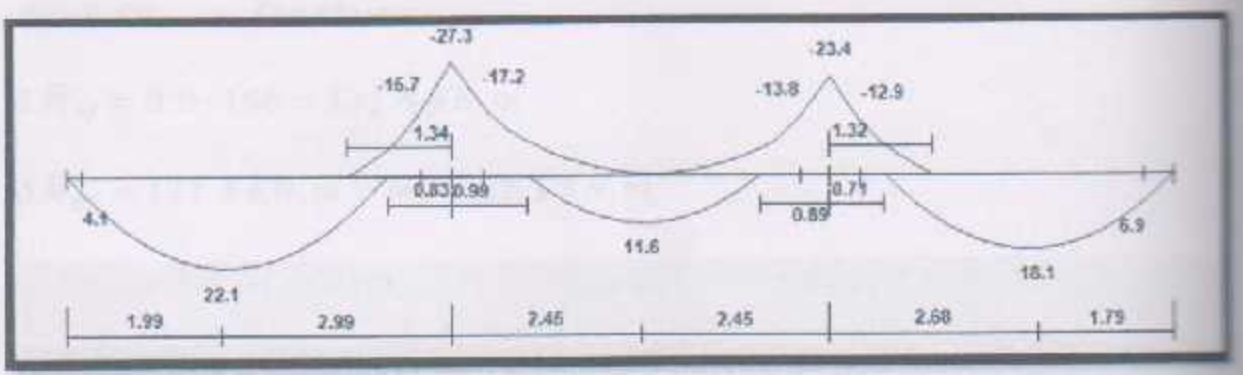


Figure (4-4) : Moment Envelop of rib 2 _ 32

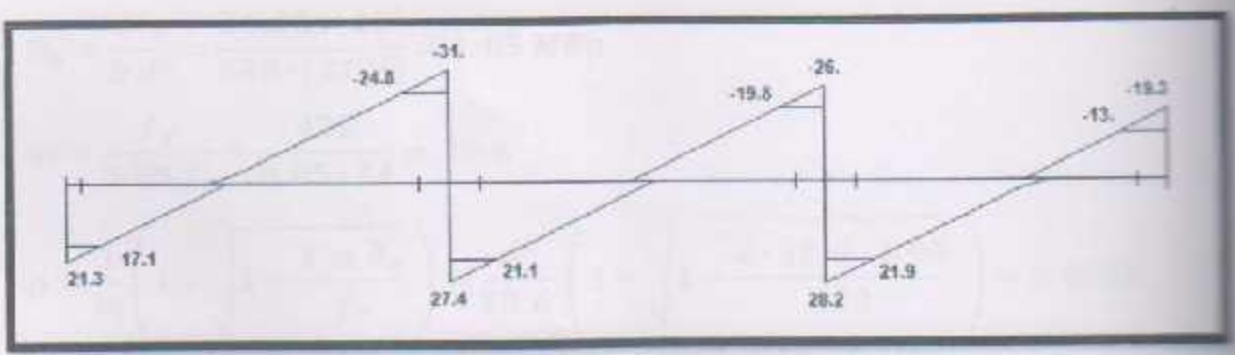


Figure (4-5) : Shear Envelop of rib 2_32

4.5.1 Design of flexure:-

4.5.1.1 Design of Positive Moment of Rib 2_32:-

Assume bars diameter of 16 *mm*

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 212\ mm$$

$$\Rightarrow Check\ if\ a > h_f$$

$$\bar{M}_{nf} = 0.85\, f_c`\, b\, h_f \left(d - \frac{h_f}{2}\right) = 0.85 \cdot 24 \cdot 520 \cdot 80 \left(212 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 146\ KN.m$$

$$\emptyset = 0.90 \quad \rightarrow for\ flexure$$

$$\emptyset\, \bar{M}_{nf} = 0.9 \cdot 146 = 131.4\ KN.m$$

$$\emptyset\, \bar{M}_{nf} = 131.4\ KN.m > M_u = 22.1\ KN.m$$

→ The section will be designed as Rectangular section with b= 520 mm.

1) $Maximum\ Positive\ Moments M_u = +22.1\ KN.m \rightarrow Span - 1 -$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{22.1}{0.9} = 24.55\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\, d^2} = \frac{24.55 \times 10^6}{520 \cdot (212^2)} = 1.05\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c`} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\, m\, R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.05}{420}}\right) = 0.0026$$

$$A_S = \rho\, b\, d = 0.0026 \cdot 520 \cdot 212 = 283.087 mm^2$$

- *Chick for* $A_{S.min}$:

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w\, d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\, d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\, 120 \cdot 212 = 74.18\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\, 120 \cdot 212 = 84.8\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 283.087\ mm^2 > A_{S.min} = 84.8\ mm^2 \qquad OK$$

$$\#of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{283.087}{153.861} = 1.84\ bars \approx 2\ bars$$

→ *Note:* $A_S \emptyset 14 = 153.861\ mm^2$ $\qquad A_{S.prov} = 307.72\ mm^2$

Select 2 Φ 14mm (Bottom).

- *Chick for Strain :*

  Tension = Compression

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{307.72 \cdot 420}{0.85 \cdot 520 \cdot 24} = 12.18\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{212 - 14.33}{14.33}\right) = 0.041 > 0.005 \qquad OK$$

2)Positive Moment $M_u = +11.6\ KN.m \rightarrow Span - 2 -$

Assume bars diameter of $12\ mm$

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{11.6}{0.9} = 12.89\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\,d^2} = \frac{12.89 \cdot 10^6}{520 \cdot (214^2)} = 0.54\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c^{`}} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 0.54}{420}}\right) = 0.0013$$

$$A_S = \rho\,b\,d = 0.0013 \cdot 520 \cdot 214 = 145.03\ mm^2$$

- *Chick for* $A_{S.min}$:

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f_c^{`}}}{f_y} b_w\,d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\,d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\ 120 \cdot 214 = 74.88\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\ 120 \cdot 214 = 85.6\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 163.3\ mm^2 > A_{S.min} = 85.6\ mm^2 \qquad OK$$

$$\#of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{145.03}{78.5} = 1.85\ bars \approx 2\ bars$$

→ *Note:* $A_S \emptyset 10 = 78.5\ mm^2$ $\qquad A_{S.prov} = 157\ mm^2$

Select 2 Φ 10mm(Bottom) .

- *Chick for Strain :*

  Tension = Compression

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85\,f_c^{`}\,b} = \frac{157 \cdot 420}{0.85 \cdot 520 \cdot 24} = 6.21\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{214-7.31}{7.31}\right) = 0.085 > 0.005 \quad OK$$

3) *Positive Moment* $M_u = +18.1\ KN.m \rightarrow Span - 3 -$

Assume bars diameter of 12 mm

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{18.1}{0.9} = 20.11\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\,d^2} = \frac{20.11 \cdot 10^6}{520 \cdot (214^2)} = 0.84\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c^{`}} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 0.84}{420}}\right) = 0.00205$$

$$A_S = \rho\,b\,d = 0.00205 \cdot 520 \cdot 214 = 228.124\ mm^2$$

- ***Chick for*** $A_{S\,min}$***:***

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f_c^{`}}}{f_y} b_w\,d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\,d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\ 120 \cdot 214 = 74.88\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\ 120 \cdot 214 = 85.6\ mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$A_{S.req} = 228.124\ mm^2 > A_{S.min} = 85.6\ mm^2$ $\quad OK$

$$\#of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{228.124}{113.04} = 2.01\ bars \approx 2\ bars$$

→ *Note*: $A_S\emptyset 12 = 113.04\ mm^2$ $\quad A_{S.prov} = 227 mm^2$

Select 2 Φ 12 mm(Bottom) .

- *Chick for Strain :*

  Tension = Compression

  $$a = \frac{A_S f_y}{0.85\, f_c^{`}\, b} = \frac{227 \cdot 420}{0.85 \cdot 520 \cdot 24} = 8.98\ mm$$

  $$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.98}{0.85} = 10.57\ mm$$

  $$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{214-10.57}{10.57}\right) = 0.057 > 0.005 \quad OK$$

4.5.1.2 Design of Negative moment of rib 30:

1) *Maximum Negative Moment* $M_u = -17.2\ KN.m$ → *at support – 2 –*

Assume bars diameter of 14 *mm*

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 213\ mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{17.2}{0.9} = 19.11\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\, d^2} = \frac{19.11 \times 10^6}{120 \cdot (213^2)} = 3.51\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c^{`}} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 3.51}{420}}\right) = 0.0092$$

$$A_S = \rho\, b\, d = 0.0092 \cdot 120 \cdot 213 = 236.06\ mm^2$$

- *Chick for* $A_{S.min}$:

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w\, d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\, d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\ 120 \cdot 213 = 74.53\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\ 120 \cdot 213 = 85.2\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 236.06\ mm^2 > A_{S.min} = 85.2\ mm^2 \qquad OK$$

$$\#\ of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{236.06}{153.86} = 1.53\ bars \approx 2\ bars$$

$\rightarrow$ *Note:* $A_S \emptyset 14 = 153.94\ mm^2 A_{S.prov} = 307.88\ mm^2$

Select 2 Φ 14 mm (Top) .

- *Chick for Strain :*

Tension = Compression

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85\, f'_c\, b} = \frac{307.88 \cdot 420}{0.85 \cdot 120 \cdot 24} = 52.82\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{313 - 62.14}{62.14}\right) = 0.012 > 0.005 \qquad OK$$

2) Negative Moment $M_u = -12.9\ KN.m$ $\rightarrow$ *at support – 3 –*

Assume bars diameter of 12 mm

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\,mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{12.9}{0.9} = 14.33\,KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\,d^2} = \frac{12.33 \times 10^6}{120 \cdot (214^2)} = 2.24\,MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c^{`}} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 2.24}{420}}\right) = 0.0056$$

$$A_S = \rho\,b\,d = 0.0056 \cdot 120 \cdot 214 = 145.44\,mm^2$$

- *Chick for $A_{S\,min}$:*

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f_c^{`}}}{f_y} b_w\,d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\,d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\,120 \cdot 214 = 74.88\,mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\,120 \cdot 214 = 85.6\,mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 145.44\,mm^2 > A_{S.min} = 85.6\,mm^2 \qquad OK$$

$$\#\ of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{145.44}{113.1} = 1.28\,bars \approx 2\,bars$$

→ *Note:* $A_S \emptyset 12 = 113.1\,mm^2 A_{S.prov} = 226.1\,mm^2$

Select 2 Φ 12mm (Top) .

- *Chick for Strain :*

Tension = Compression

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c^{`} b} = \frac{226.1 \cdot 420}{0.85 \cdot 120 \cdot 24} = 38.81\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.81}{0.85} = 45.66\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 \left(\frac{214 - 45.66}{45.66}\right) = 0.011 > 0.005 \quad OK$$

4.5.2 Design Of Shear Of Rib 2_32 :

$\rightarrow V_{ud.max} = 24.8\ KN.m \rightarrow$ *at distance* (d) *of support* $-2-$

Assume bars diameter of $14\ mm$

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 213\ mm$$

$$V_C = (1.1) \times \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_c^{`}} b_w d = 1.1 \times \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 213 \times 10^{-3} = 22.96\ KN$$

$\emptyset = 0.75 \quad \rightarrow$ *for shear*

$$\emptyset \cdot V_C = 0.75 \cdot 22.96 = 17.22\ KN.m$$

$\emptyset V_C < V_{ud.max}$

$\rightarrow 17.22\ KN < 24.8\ KN$ ..... *NOT OK*

$$\emptyset V_{s\,min} = \frac{\emptyset}{3} b_w d = \frac{0.75}{3}\ 120 . 213 = 6.4\ KN \ldots\ldots \text{control}$$

$$\emptyset V_{s\,min} = \frac{\emptyset}{16} \sqrt{f_c^{`}}\, b_w d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} . 120 . 213 = 5.87 KN$$

$\emptyset\ (V_C + V_{s\,min}) < V_{ud.max}$

$17.22 + 6.4 < 24.8$ ..... *NOT OK*

$$\emptyset V_s^{/} = \frac{\emptyset}{3} \sqrt{f_c^{`}}\, b_w d = \frac{0.75}{3} \sqrt{24} . 120 . 213 = 31.3\ KN$$

$$\emptyset\ (V_C + V_{s\,min}) < V_{ud.max} \leq \emptyset V_s' + \emptyset V_C \ldots\ldots\ OK$$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_C = \frac{24.8}{0.75} - 22.96 = 10.1\ KN$$

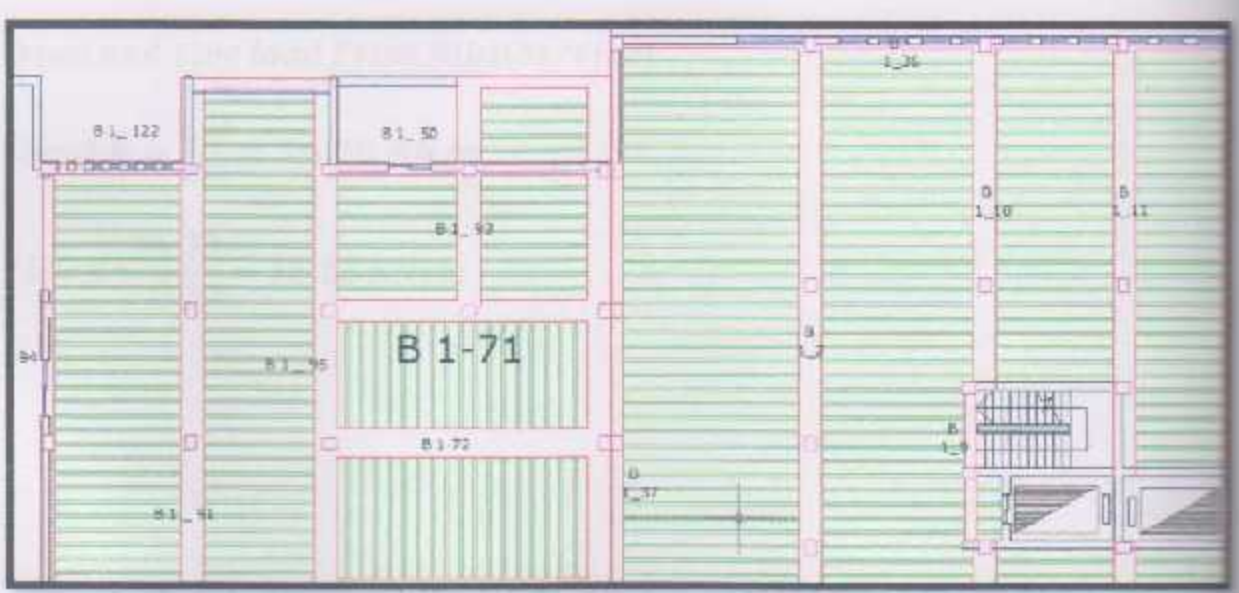
$$A_v = 2.\frac{\pi}{4} d^2 = 2.\frac{\pi}{4} 8^2 = 100.52\ mm^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{100.52 * 420 * 213}{10100} = 890.34\ mm \leq \frac{d}{2} \ldots\ldots NOT\ OK$$

$$use\ s = \frac{d}{2} = \frac{213}{2} = 106.5\ mm$$

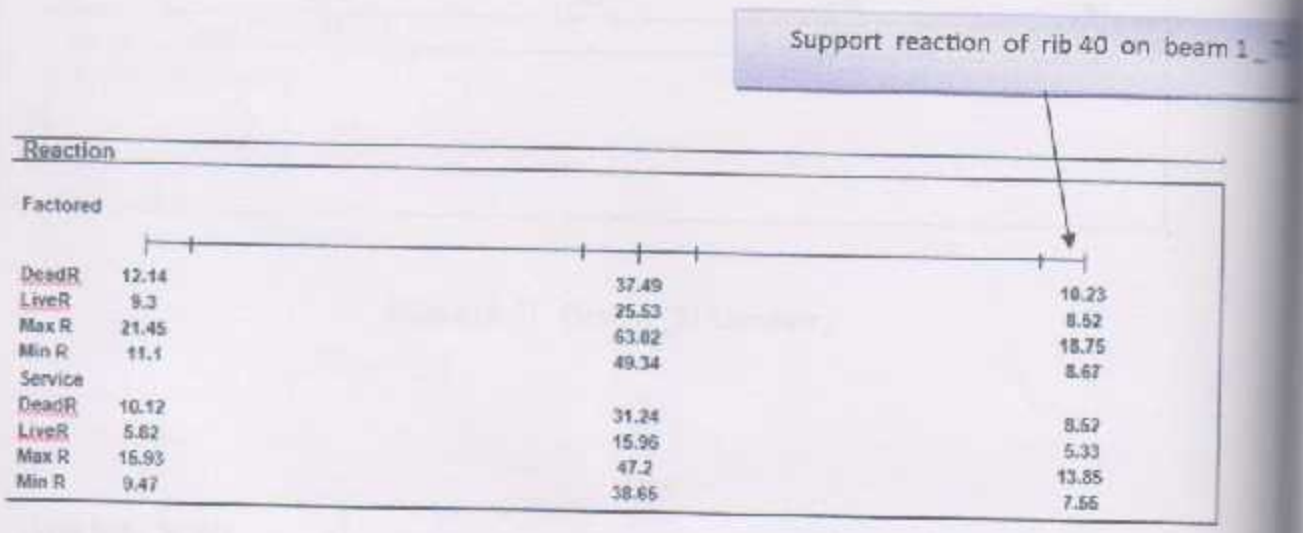
Use 2 – Legs ø 8@ 100 mm

4.6 Design of Beam 1-71 :



Determination of Dead load of beam:-

Type	*γbh*	*KN/m*
Reinforcement Concrete	$0.25 * 0.7 * 25$	4.37
Plaster	$0.7 * 0.03 * 22$	0.46
Sum		4.83



Dead and Live load From Ribs(Service):

$$Dead\ R = \frac{8.52}{0.52} = 16.38\ KN/m$$

$$Live\ R = \frac{5.33}{0.52} = 10.25\ KN/m$$

Determination of Factored Dead &Live Load:-

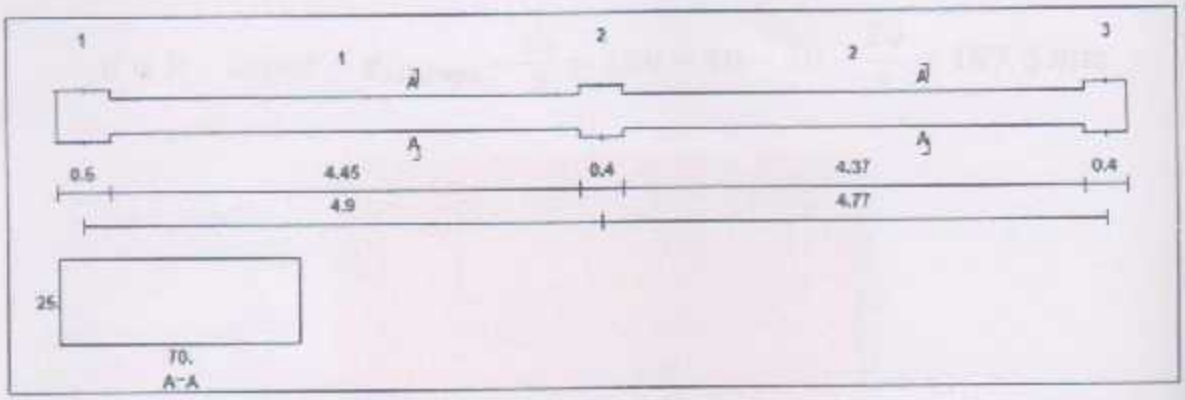


Figure (4-7) : Beam 1_71 Geometry

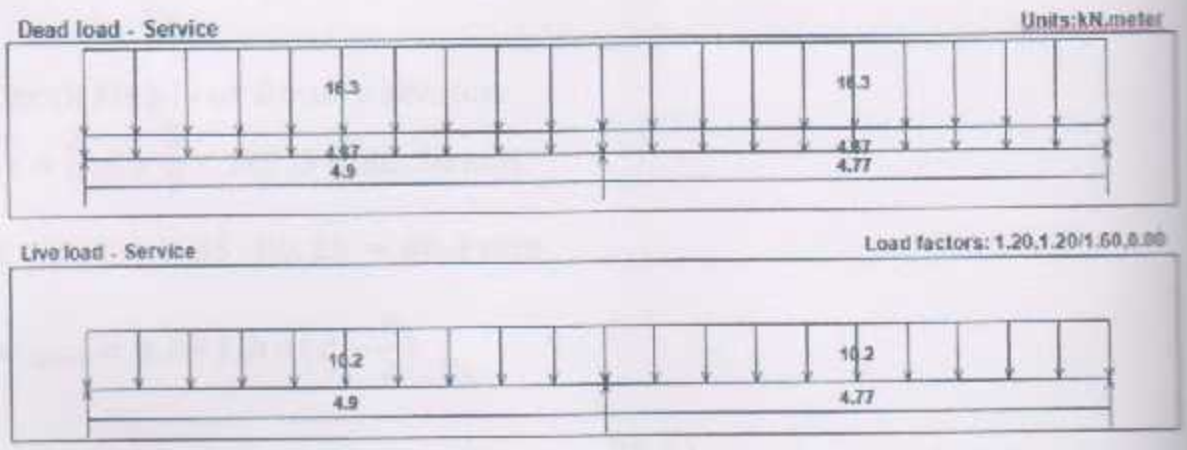


Figure (4-8) : Load of beam 1_71

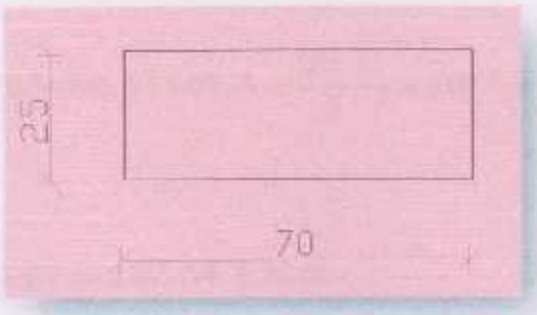
جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٤٤٧٦
Class.

4.6.1 Design of flexure:-

Assume bars of $\emptyset 20\ mm$

$b = 70\ cm \qquad h = 25\ cm$

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 187.5\ mm$$



a) Positive Moment :

1. *Check Singly or Doubly Section:*

$$c = \frac{3}{7}\,d = \frac{3}{7} \times 187.5 = 80.36\ mm$$

$$a = \beta_1\, c = 0.85 \cdot 80.36 = 68.3\ mm$$

$$M_{n.max} = 0.85\, f_c' b\, a\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{n.max} = 0.85 \cdot 24 \cdot 700 \cdot 68.3\left(187.5 - \frac{68.3}{2}\right) \times 10^{-6} = 149.57\ KN.m$$

$$\rightarrow Use\ \emptyset = 0.82$$

$$\emptyset\, M_{n.max} = 0.82 \cdot 149.57 = 122.64\ KN.m$$

$$\emptyset\, M_{n.max} = 122.64\ KN.m > M_u = 79.9\ KN.m$$

→ *Design the section as singly reinforced concrete section.*

b)Negative Moment:

$$c = \frac{3}{7}\, d = \frac{3}{7} \cdot 187.5 = 80.36\ mm$$

$$a = \beta_1\, c = 0.85 \cdot 80.36 = 68.3\ mm$$

$$M_{n.max} = 0.85\, f_c^{`}\, b_w\, a\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{n.max} = 0.85 \cdot 24 \cdot 700 \cdot 68.3\left(187.5 - \frac{68.3}{2}\right) \times 10^{-6} = 149.57\ KN.m$$

→ *Use* $\emptyset = 0.82$

$$\emptyset\, M_{n.max} = 0.82 \cdot 149.57 = 122.64\ KN.m$$

$$\emptyset\, M_{n.max} = 122.64\ KN.m > M_u = 96.8\ KN.m$$

→ *Design the section as singly reinforced concrete section.*

4.6.1.1 Design Of Negative Moment:-

Assume bars of $\emptyset$ *20 mm*

$b = 70\ cm \qquad h = 25\ cm$

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 190\ mm$$

⇒*The Maximum Negative Moment* $M_u = -96.8\ KN.m$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{96.8}{0.9} = 107.56\ KN.m$$

$$d^{`} = cover + \emptyset stirp + \frac{\emptyset\ bar}{2} = 40 + 10 + \frac{20}{2} = 60\ mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{96.8}{0.9} = 107.56\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\,d^2} = \frac{107.56 \times 10^6}{700 \cdot (190^2)} = 4.25\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c^{`}} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 4.25}{420}}\right) = 0.0115$$

$$A_S = \rho\,b\,d = 0.0115 \cdot 700 \cdot 190 = 1526.23\ mm^2$$

- *Chick for $A_{S.min}$:*

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f_c^{`}}}{f_y} b_w\,d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w\,d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420}\ 700 \cdot 190 = 387.83\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420}\ 700 \cdot 190 = 443.33\ mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 1526.23\ mm^2 > A_{S.min} = 443.33\ mm^2 \qquad \dot{O}K$$

$$\#\ of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{1526.23}{314} = 4.86\ bars \approx 5\ bars$$

$\rightarrow$ *Note:* $A_S\emptyset 20 = 314\ mm^2$ $A_{S.prov} = 1570\ mm^2$

Select 5Φ 20 mm (Top) .

- *Chick for Strain :*

Tension = Compression

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85\,f_c^{`}\,b} = \frac{1570 \cdot 420}{0.85 \cdot 700 \cdot 24} = 46.181\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46.181}{0.85} = 54.32\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{190-54.32}{54.32}\right) = 0.0075 > 0.005 \quad OK$$

$$S = \frac{700 - 2\cdot 40 - 2\cdot 10 - 5.20}{4} = 125\ mm \geq 25mm$$

$$\geq d_b = 20\ mm\ OK$$

4.6.1.2 Design Of Positive Moment :

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{79.9}{0.9} = 88.78\ KN.m$$

$$d' = cover + \emptyset stirp + \frac{\emptyset\ bar}{2} = 40 + 10 + \frac{20}{2} = 60\ mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{79.9}{0.9} = 88.78\ KN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\,d^2} = \frac{88.78\times 10^6}{700\cdot(190^2)} = 3.51\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c'} = \frac{420}{0.85\cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\cdot 20.6\cdot 3.51}{420}}\right) = 0.0092$$

$$A_S = \rho\,b\,d = 0.0092\cdot 700\cdot 190 = 1228.35\ mm^2$$

• *Chick for* $A_{S.min}$:

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{S.min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420} 700 \cdot 190 = 387.83\ mm^2$$

$$A_{S.min} = \frac{1.4}{420} 700 \cdot 190 = 443.33\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Control$$

$$A_{S.req} = 1228.35\ mm^2 > A_{S.min} = 443.33\ mm^2 \qquad OK$$

$$\#\ of\ bars = \frac{A_{S.req}}{A_{S.bar}} = \frac{1228.35}{254.34} = 4.83\ bars \approx 5\ bars$$

→ *Note:* $A_S \emptyset 18 = 254.34\ mm^2$ $A_{S.prov} = 1271.70\ mm^2$

Select 5Φ 18 mm (Bottom) in two spans .

• *Chick for Strain :*

Tenstion = Compression

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1271.70 \cdot 420}{0.85 \cdot 700 \cdot 24} = 37.4\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{37.4}{0.85} = 44\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{190-44}{44}\right) = 0.01 > 0.005 \qquad OK$$

$$S = \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 5 \cdot 18}{4} = 147.7\ mm \geq 25mm$$

$$\geq d_b = 18\ mm\ \ OK$$

4.6.2 Design of shear

The Maximum Shear force at the distance $(d) V_{ud} = 109.7\ KN \rightarrow$ *support* $-2-$

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w\, d = \frac{1}{6}\cdot 1\cdot\sqrt{24}\cdot 700\cdot 190\times 10^{-3} = 108.6\ KN$$

$$\emptyset = 0.75 \quad \rightarrow \textit{for shear}$$

$$\emptyset\cdot V_c = 0.75\cdot 108.6 = 81.44\ KN$$

Check for section dimension:

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \left(\frac{109.7}{0.75}\right) - 108.6 = 37.67 KN$$

$$V_{s.max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b_w\, d = \frac{2}{3}\cdot\sqrt{24}\cdot 700\cdot 190\times 10^{-3} = 434.38\ KN.m$$

$$V_s = 37.67\ KN < V_{s.max} = 434.38\ KN \ldots\ldots \quad OK$$

$\rightarrow$ *The section dimension is enough.*

Check For Items:

$$V_{s.min} = \frac{1}{3}b_w\, d = \frac{1}{3}\cdot 700\cdot 190\times 10^{-3} = 44.34\ KN \ldots\ldots\ldots control$$

$$V_{s.min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w\, d = \frac{1}{16}\cdot\sqrt{24}\cdot 700\cdot 190\times 10^{-3} = 40.7\ KN$$

$$\emptyset(V_c) \leq V_u < \emptyset\,(V_c + V_{s.min})$$

$81.44\ KN \leq 109.7\ KN < 125.78\ KN \ldots\ldots\ldots\ OK\ Case - 3-$

$\Rightarrow$ *Use stirrups Two Legs* $\Phi 10$ *with* $A_v = 2 \cdot 78.5 = 157.1\ mm^2$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{V_S} = \frac{157.1 \cdot 420 \cdot 190 \times 10^{-3}}{44.34} = 282.7\ mm\ >$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{190}{2} = 95\ mm \ldots\ldots control$$

$$S_{max} = 600\ mm$$

Use Two Legs $\Phi 10$ @ 10 cm

(4-7) Design of column (121):

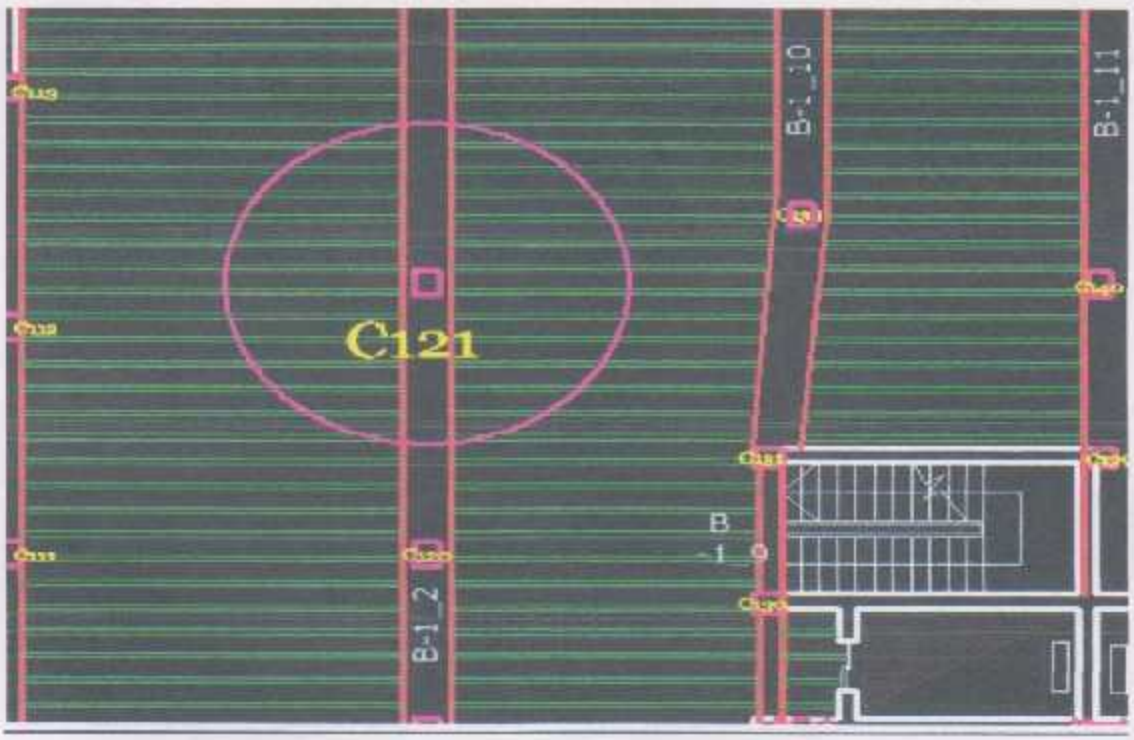


Fig.( ) :Place Of Column (C 121) within the first floor.

Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	fc'	fy
Col. C121	- Cm * 75 cm	24Mpa	420Mpa

Load Calculation:

$Pu = 8500KN$

$Use\rho = \rho g = 1.8\%$

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

$8500 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (Ag - 0.018Ag) + 0.018Ag * 420]$

$Ag = 592406.5.mm^2$

$Ag = 750 * a$

$592409.50 / 700 = a$

$a = 780.9.3mm$

Use $750 \times 800mm$ with $Ag = 600000mm^2$

Pu(KN)	ρg	$Ag, provided$	a(mm)	Ag ,required
8500	0.018	600000 mm^2	800	592409.5 mm^2

- **Selecting longitudinal bars:**

  0.018 * 800* 750 = 10800 mm2

  Take 34Φ 20 As, provided = 10700 mm^2

Φ	*Ast, required*	ρg
0.65	10700 mm^2	0.017

- **Design of Ties:**

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

  1. 48 * ds = 48 * 10 = 480mm
  2. 16 * db = 16 * 20 = 320 mm - control
  3. the least dimension of the column = 750 mm

  Use ties Φ10 @ 200mm

ds(mm)	db(mm)	S(mm)
Φ10	Φ20	200

- **Check for code requirements:**

  1. Clear Spacing $= \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 12*20}{11} = 42$ mm > 40mm>1.5db=1.5*20=30mm

  - OK

  2. $0.01 < \rho g = 0.017 < 0.08$ - OK

  3. Number of bars 34>4 for rectangular section – OK

  4. Minimum tie diameter ds =Φ10 for db = Φ20 bars – OK

Clear Spacing	No. of bars	ρg	ds (mm)	db (mm)
100 mm	18	0.017	Φ10	Φ25

- **Check Slenderness Effect:**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4.15 m

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

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

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

$$\frac{klu}{r} = \frac{1 * 4.15}{0.3 * 0.75} = 18.3 < 22 < 40 \text{.....}$$

.....short column.

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
4.15	1.0	1.0	18.3

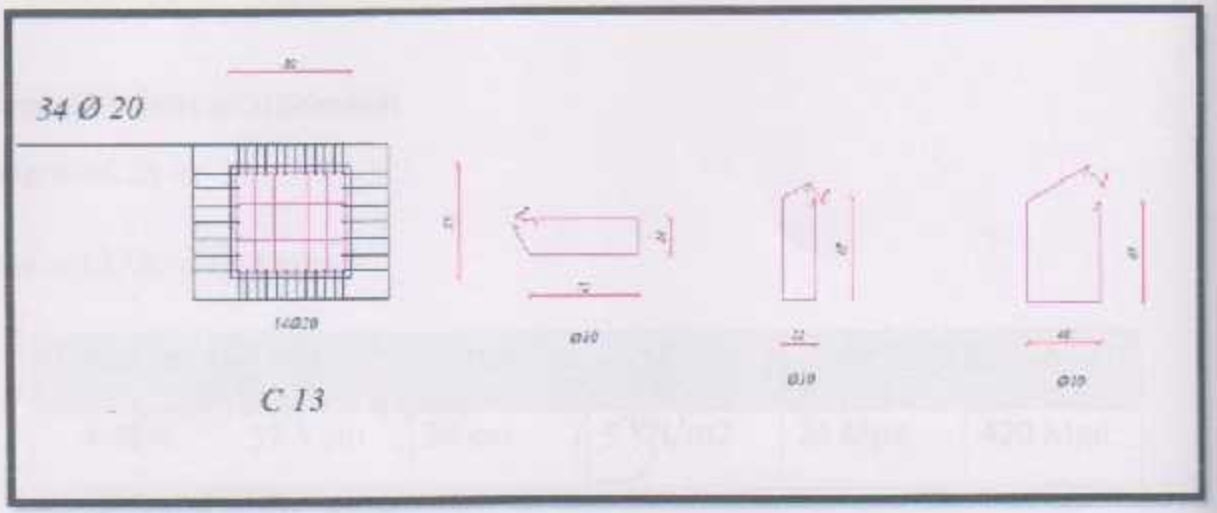


Fig. ( ):Section of Column (C2)

(4-8) Design of Stairs :

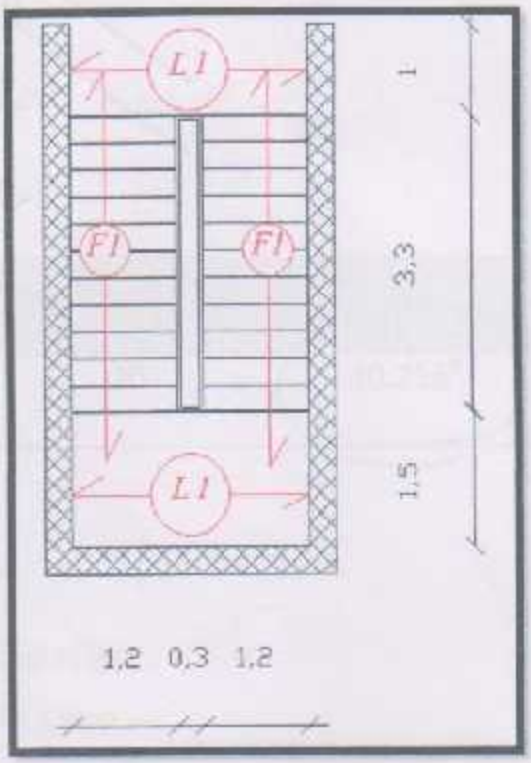


Fig. ( ) : Stair

- **Determination of Thickness:**

height =4.15 m

Rise = 3.5/20 = 17.5 cm

height	rise	run	LL	fc'	fy
4.15m	17.5 cm	30 cm	5 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

See page 20

- **Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab**

h, min = L/ 28

h, min =4.55/ 28 = 16.2 cm .....take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm.**

$\theta = \tan^{-1}(17.5 / 30) = 30.26^{\circ}$

h,min (cm)	θ
20	30.256°

Load Calculations

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.03 \times 22}{\cos 30.256} = 0.762\ KN/m$$

$$concrete = \frac{0.20 \times 25}{\cos 30.256} = 5.8\ KN/m$$

$$mortar = \frac{0.3 + 0.175}{0.3}\ 0.02 \times 22 = 0.696\ KN/m$$

$$stair = \frac{0.3 * 0.175}{0.3 \times 2} 25 = 2.1875\ KN/m$$

$$Tile = \frac{0.35 + 0.175}{0.3} 0.03 \times 27 = 1.4175\ KN/m$$

Total load (DL) = 10.86 KN/m

Live load (LL) = 5 KN/m

Dead Load calculations of Landing

material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
Tiles	22	0.03	1	0.66
Mortar	22	0.02	1	0.44
R C	25	0.25	1	6.25
Plaster	22	0.03	1	0.66
Total load (DL)				8.01
Live load (LL) = 5 KN/m2				

Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*10.86+ 1.6*5 = 21 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*8.01+ 1.6*5 = 17.61

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
22.76	17.61

- Structural System Of Flight (FL1) :

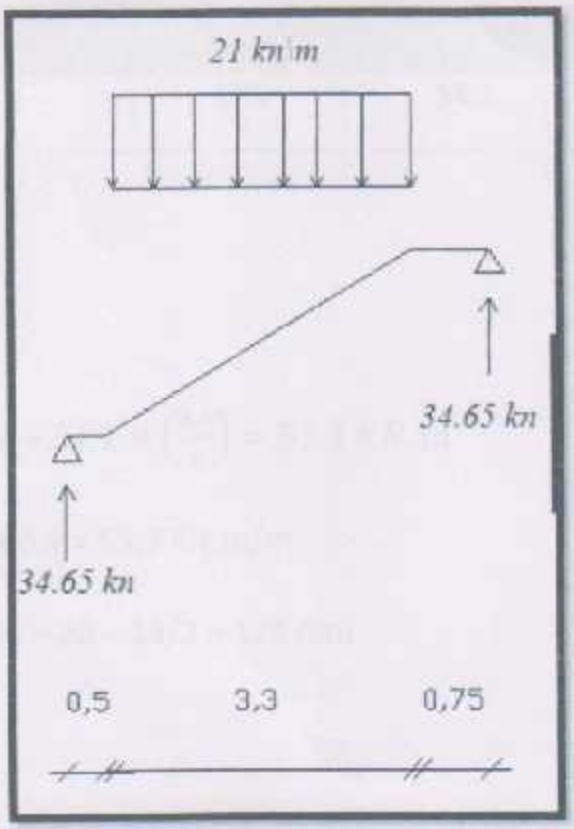


Fig. ( ) : Structural System of Flight (FL1)

Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 200 – 20 – 14/2 = 173 mm

$Vu = 34.65KN$

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 105.66KN / m$$

Vu = 34.1 KN < 0.5* ϕVc = 52.33 KN .

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕVc (KN)
Ø 14	200	173	34.1	105.66

Design of Flexure:

- Design for Flight:

$$\text{Mu} = 21\left(\frac{3.3}{2}\right) * 0.825 - 34.1 \times \left(\frac{2.4}{1}\right) = 53.3\ KN.m$$

Mn = Mu / 0.9 = 53.3/ 0.9 = 59.3 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 200 – 20 – 14/2 = 173 mm

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

$$R_n = \frac{59.34 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.98 MPa$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.98}{420}}\right) = 0.00495$$

As_{req} = 0.00495*1000*173 = 856.4 mm^2/m > As_{min} = $360 mm^2$/m.... OK

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2/m$$

Use Φ 14 then,

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
53.3	20.6	1.98Mpa	0.00495	856.4	360	150

Use Φ 14 @ 15 cm c/c , As = 1078 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 200 = 600 mm
2. 450 mm

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} fy}\right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} fy}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300$ mm ... (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$1078 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 22.2m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.2}{0.85} = 26.2mm$

$\varepsilon_s = \frac{173 - 26.2}{26.2} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0167 > 0.005 \longrightarrow ok$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2/\text{m}$

Use Φ 10 @ 20 cm c/c, As prov = 395 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 200 = 1000 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}(mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
395	200	Φ 10

- Design for landing (L1):

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

h,min = L/ 28

h,min =3/ 28 = 10.7 cm .....take h= 15 cm.

⇒ **Use h = 15cm.**

Material	Density kN \ m2	s. h .1 kN \ m2
Tiles	22	22 *0.03*1 = 0.66
Morter	22	22*0.02*1 = 0.44
Solid slab	25	25*0.15 = 3.75
Plaster	22	22*0.03 = 0.66
Total dead load		5.51

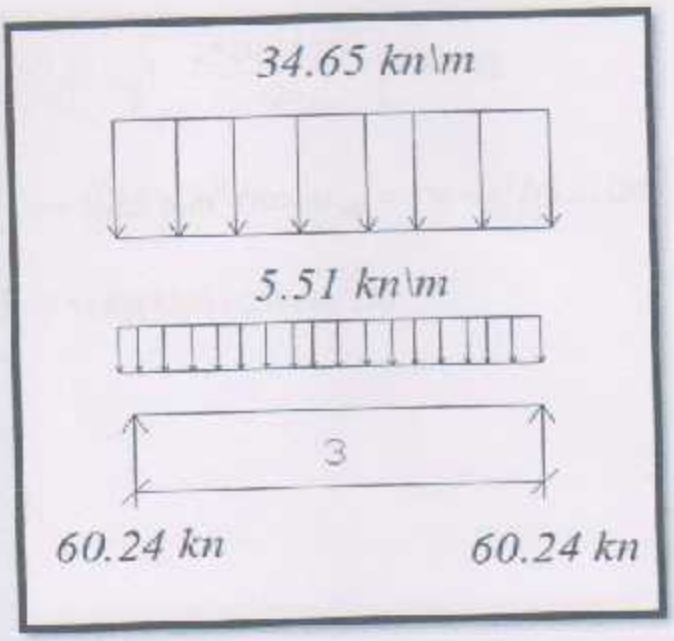


Fig. ( ) : Structural System of Landing (L1)

- Calculate the maximum bending moment:

$$Mu = 60.24\left(\frac{3}{2}\right) - 40.16 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) = 45.18\ NK.m$$

Mn = Mu / 0.9 = 45.18 / 0.9 = 50.2 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 150 – 20 –14/2 = 123 mm

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

$$R_n = \frac{50.2 * 10^6}{1000 * 123^2} = 3.32MPa$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*3.32}{420}}\right) = 0.0083$$

As_{req} = 0.0083*1000*123 = 1023 mm^2/m> As_{min} = $270mm^2$/m.... OK

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 150 = 270mm^2$/m

Use Φ 14@ 15cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
45.18	20.6	3.32 Mpa	0.0083	1023	270	150

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 150 = 450 mm

2. 450 mm

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) = 300$ mm (control)

- **Check for strain:**

Tension = Compression

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

$$1023 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 21$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21}{0.85} = 24.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{123 - 24.7}{24.7} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.012 \succ 0.005 \longrightarrow ok$$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270mm^2/\text{m}$$

Use Φ 15 @ 30 cm c/c, As prov = 5.15 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}\ (mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
270	300	Φ 14

(4-9) design of isolated footing (F13) :

- **Design of isolated footing (Under Column C121):**

$f_c^{'}$	fy
27 Mpa	400Mpa

- **Load Calculation:-**

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

  * Service dead load (DL) = 5000 KN

  * Service live load (LL) = 1563 KN

  * Column dimensions =80 cm*75 cm

  * Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Service Surcharge	Column dimensions	all. soil pressure	Soil density	Soil weight
5000	1563	5 KN/m²	(20*60) cm	400 KN/ m²	18 KN/m3	10.8 KN/ m

(assume $h_{footing}$ = 105 cm)

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 400

- Required sizes of footing:

A, required = $\frac{P_u}{q_{net}} = \frac{6500}{400} = 16.25m^2$

Try 4.1*4.1 Area = 16.81 m^2

$h_{footing}$	q_{net}	A,required
105cm	400KN/m^2	16.25^2

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

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 8500 KN

$qu = \frac{8500}{16.81}$ = 505.65 KN/m^2

Try area	Pu	qu
4.1*4.1 m	8500 KN	505.65 KN/m^2

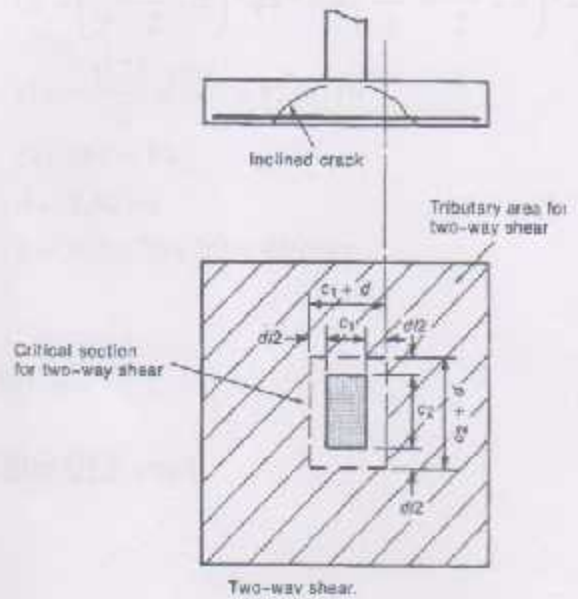


Fig. (42) : Isolated Footing

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

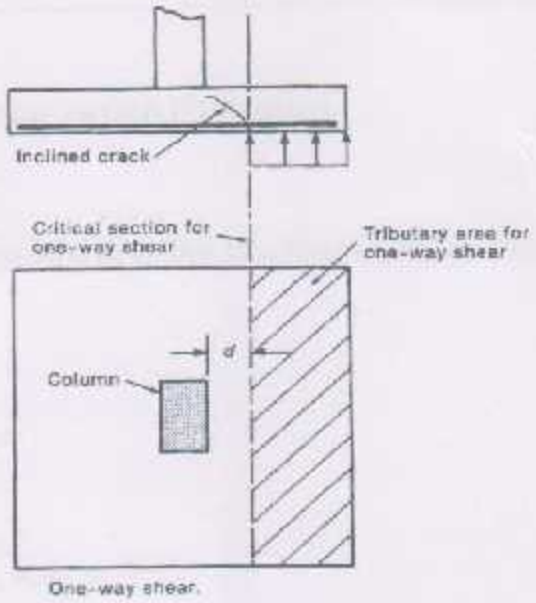


Fig. (43) : One way shear strength

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{4.1}{2} - \frac{0.8}{2} - d\right) * 505.65 * 4.1$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{27} * 4.1 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.365m$$

$$h = 365 + 75 + 20 = 460mm$$

Try h = 1050 mm .....

d =1050 – 75 – 20= 955 mm

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	365	460	1050	955

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

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{800}{750} = 1.06$$

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

b_o=2(0.8+0.955)+2(0.75+0.955)= 6.92 m.

α_s = **40.....for interior column**

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.06}\right)*\sqrt{27}*2.96*0.955*10^3 = 12362.15kN$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.955}{2.96}+2\right)*\sqrt{27}*2.96*0.955*10^3 = 3193555kN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{27} * 6.92 * 0.955 * 10^1 = 8498.97kN$$

β_C	b_o (m)	α_s	ϕV_C (KN)
1.06	6.92	40	8498.97

$$Vu = ((4.1*4.1) - ((0.8+0.955)*(0.75+0.955)) * 505.65 = 6986.92kN$$

Vu=6986.92 KN < ΦVc =8498.97..... OK

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

h (mm)	d (mm)	b(m)
1050	955	4.1

d = 1050-75-20/2 = 965 mm

Mu =505.65*4.1*1.05*1.05/2 = 1142.83 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85*27} = 17.43$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{1142.83*10^6/0.9}{4100*(965)^2} = 0.3326 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.43}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.43)(0.375)}{400}}\right) = 0.0008376$$

As_{req}= 0.0008376 (4100) (965) = 3314.2 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (4100) (1050) = 7749 mm^2

As_{req}= 3314.2 mm^2 < As_{min} = 7749 mm^2 >>>

As= As_{min} = 7749 mm^2

Take 31 Φ 18 , As,provided = 78.864 cm² > As,required = 77.49cm²

$$S=\frac{4100-75*2-31*18}{32}=113.06\ mm$$ **< Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*1050 =3150 mm

2. 450 mm - control

S = 113.06 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	$As_{req}(mm^2)$	S(mm)
1142.83	17.43	0.3326Mpa	0.0008376	3314.2	7749	7886.4	113

- Check strain

Tension = Compression

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

$$7886.4 \times 400 = 0.85 \times 27 \times 4100 \times a$$

$$a = 33.52mm$$

$$c = \frac{33.52}{0.85} = 39.44mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{965-39.44}{39.44} \times 0.003 = 00.070 > 0.005...ok$$

As(mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
7886.4	33.52	39.44	0.07

- **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 20:

$$l_{d} = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi t * \psi e * \psi s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{27}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 20 = 554.256mm$$

Available length = ((4100-1050)\2)-75=1450 mm

1450mm> 554.256mm .....ok

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

- In footing :

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

$A_1 = 0.8 * 0.75 = 0.6\ m^2$

$A_2 = 4.1 * 4.1 = 16.81 m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{16.81}{0.6}} = 5.29 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 27 \times 0.6 \times 2) \times 1000 = 17901\ KN$$

$\Phi Pn = 17901 > Pu = 8500$ KN..... *ok*

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 800 * 750 = 3000 mm2

Use 10Φ 20 , As, provided = 3140 mm² > As, required = 3000 mm²

- In column:

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

$$\Phi Pn,b = 0.65(0.85 \times 27 \times 0.8 \times 0.75 \times 1000) = 8950.5\,KN$$

$$\Phi Pn.b = 8950.5\,KN > P_u = 8500\,KN$$

The Dowels are not needed for column

- Development of dowels in footing:

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.25\,fy}{\lambda\sqrt{fc}} * db = \frac{0.25*400}{1*\sqrt{27}} * 20 = 385 \text{ mm}$$

Ld(2)req = 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 20 = 361.2 mm

Ld(2)req = 200 mm

➔ Ld(1) req= 385 mm ..... Control

Available Ld = 1050 − 75 − 2*14 = 947mm .

Available Ld =947 mm > Ld required= 385 mm..... OK.

- Lap splice of dowels in column :

Ls = 0.071 fy . db

= 0.071 * 400 * 20 = 568 mm.

Use 1000 mm

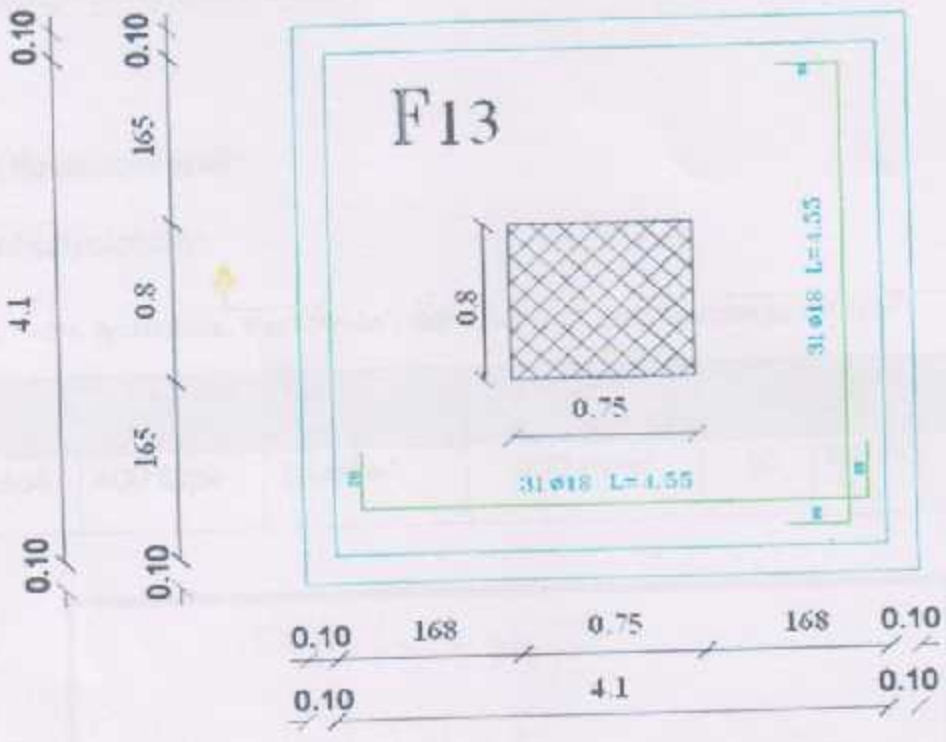


Fig. ( ) : Isolated Footing (F13)

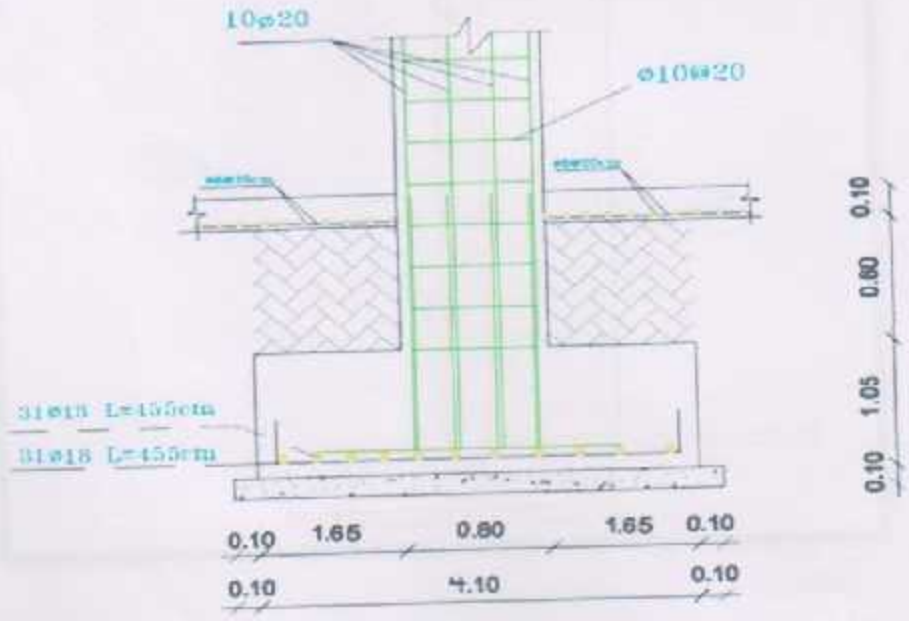


Fig. ( ): Details of footing (F13)

(4- 10) Design of basement wall :

Design of Basement wall:

- **load calculation:**

f_c =27 MPa, fy=400Mpa, Ys=20KN/m^3, qall=250KN/m^2, ϕ=30, surcharge =5KN/m^2

f_c	fy	Ys	qall	ϕ	surcharge
27Mpa	400 Mpa	18 KN/m^3	400 KN/m^3	30	5KN/m^2

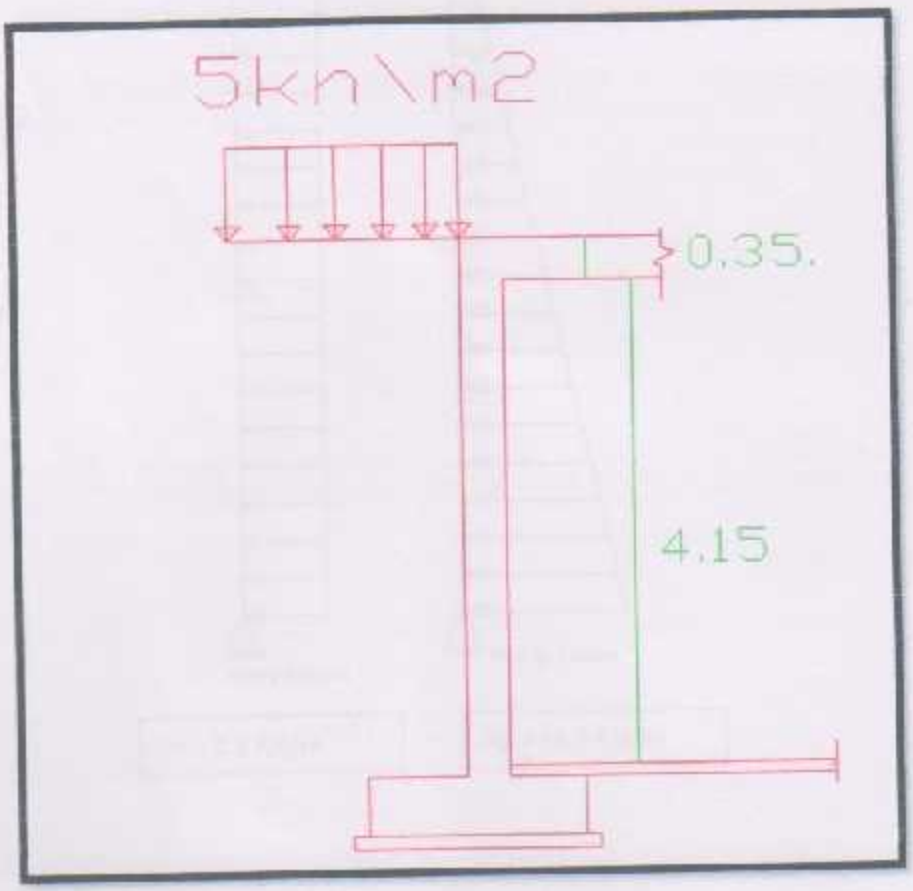


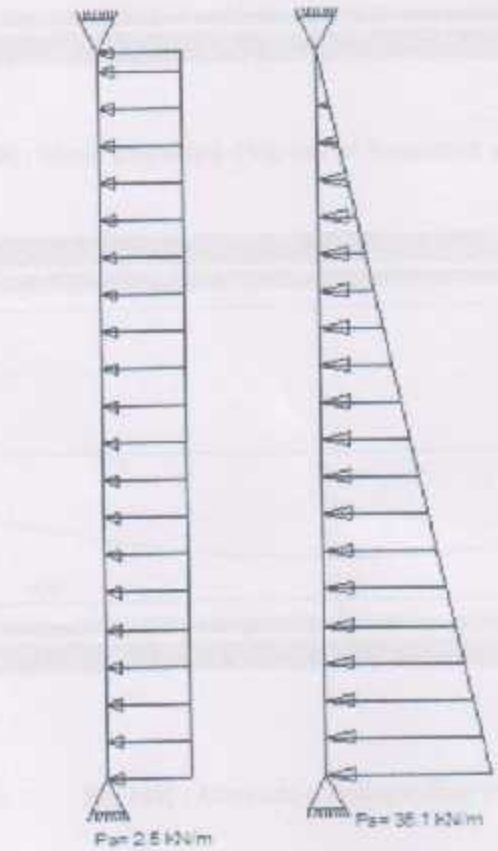
Fig ( ):Section Of basement wall

$Ca = 1 - \sin\theta = 1 - \sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * γ = 0.5 * 4.3*18 = 38.7 KN/m2

Ps = Ca * S = 0.5 * 5= 2.5 KN/m2

Ca	Pa	Ps
0.5	38.7 KN/m2	2.5 KN/m²



Ps = 2.5 KN/m

Pa = 38.7 KN/m

Fig. (47): Static System

From Atir we have moment and shear envelop

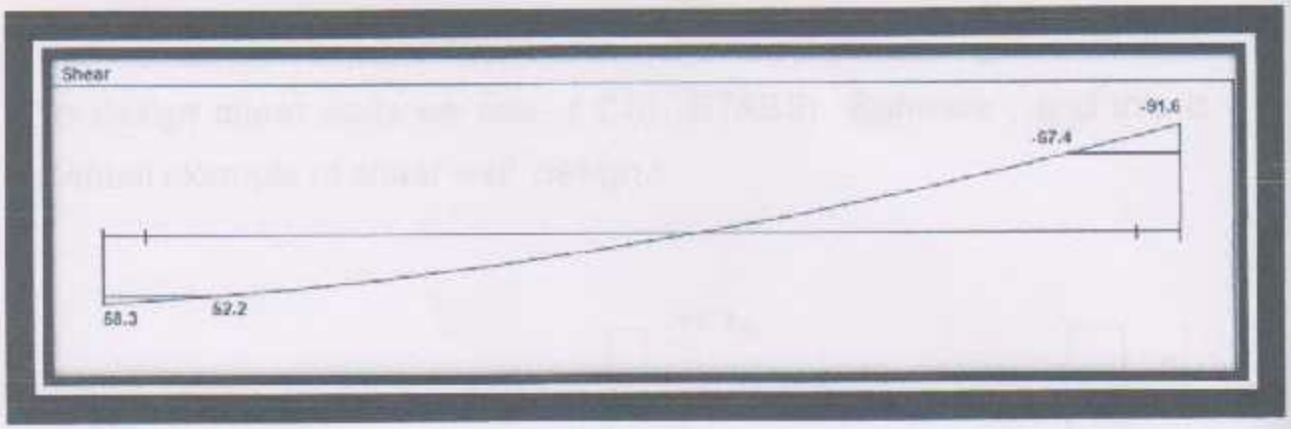


Fig. (48) : Shear envelope diagram of basement wall.

Fig. (49) : Moment envelope diagram of basement wall.

Design of Bending Moment

Mu = +81.5 KN.m/m

d = 300 – 75 - 20/2 = 215 mm

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

(4- 11) Design of a shear wall:

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

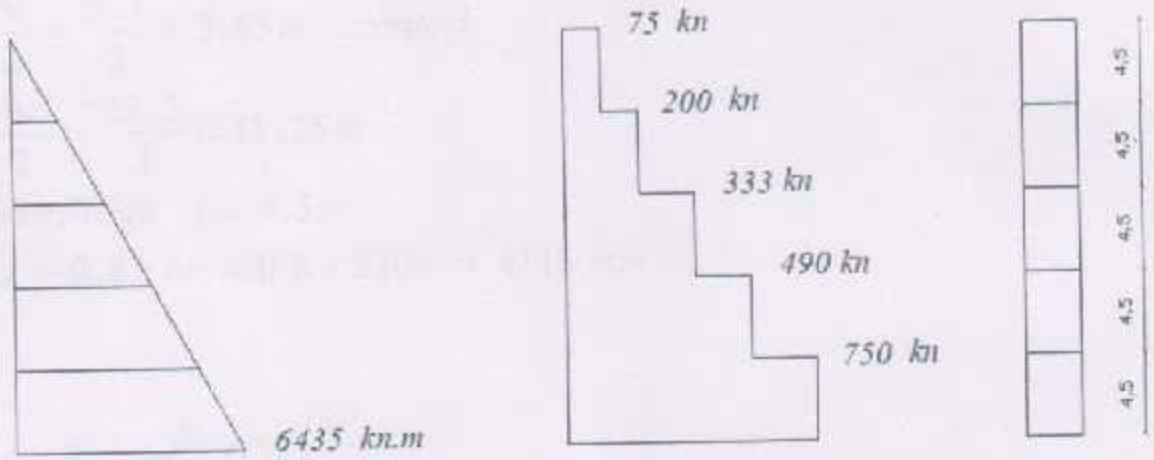


Fig. ( ) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 5.3 m .shear wall width

Hw for one wall = 4.15 m story height

Design of shear

$\sum Fx = Vu = 750KN$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{hw}{2} = \frac{5.3}{2} = 2.65\,m \ldots . contorl$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{22.5}{2} = 11.25\,m$$

$$storyheigh \quad t = 4.5\,m$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 5300 = 4240\ mm$$

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

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 4240 = 3879.1\ KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 300 * 4240 * 10^{-3} = 1038.6\ KN$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 300 * 4240 + 0 = 1682.5KN$$

$$Mu = 5217\ KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{5217}{750} - \frac{5.3}{2} = 4.37 > 0\ (+ve\ value)$$

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

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{5.3\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{4.3}\right] 300 * 4240$$

$$= 1079.43KN\ Control$$

$Vs = Vn - Vc$

$= (750 / 0.75) - 1079.43 = -79.43\,KN$

$$\frac{A_{Vm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 0.3 = 0.00075$$

Use ϕ12 As=113 mm^2

$\rho = \frac{2*113}{S*300} = 0.0025 \Longrightarrow S = 301.32mm$ take it 250 mm

Max. Spacing

$\frac{l_w}{5} = \frac{5300}{5} = 1060mm$

$3h = 3 * 300 = 900mm$

450 mm.....cont.

Use ϕ12@250mm in tow layer

Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{5300}{200}\right) * 2 * 113.1 = 6000mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6000}{530 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.66$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.66 + 0}{2 * 0.66 + 0.85 * 0.85} = 0.32$$

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

$$= 0.9[0.5 * 6000 * 420 * 5300(1 + 0)(1 - 0.32)] = 4086.92KN.m$$

$$> Mu$$

→ use ϕ12@200 mm for vertical reinforcement

(4- 12) Design of Strip footing.

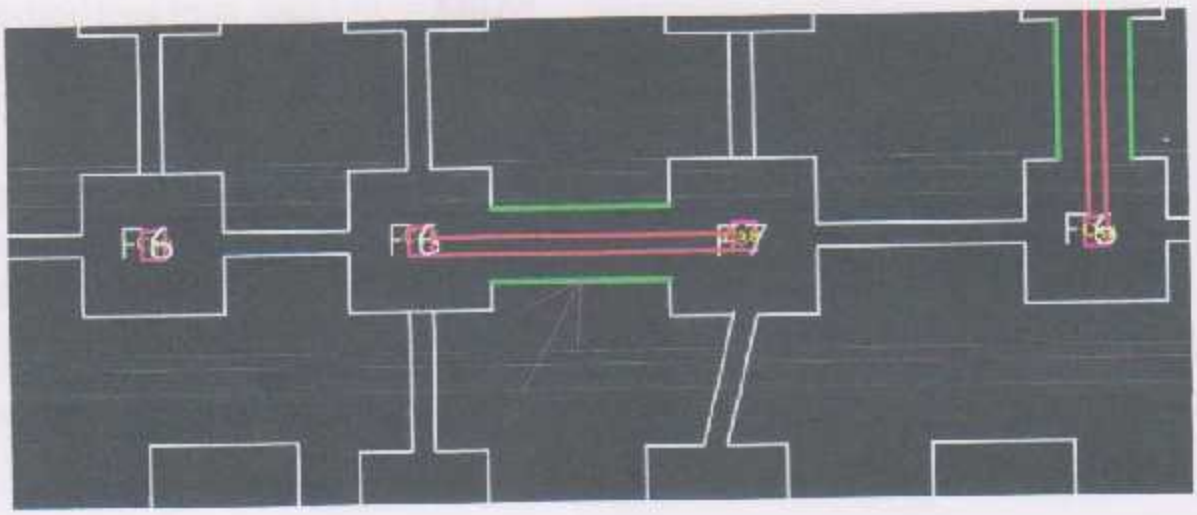


Fig. ( ) location of Strip footing .

Load Calculation :

H (slab) = 0.35m

H (العتبة) = 0.15m

Weight of wall (D.L.) = height* Thickness * 1m wide * γ_c = 4.15* 0.3 * 25*4 = 124.2 KN/m

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

$$D.L = 124.2 + 5.52 = 130 \text{ kn/m}$$

Vertical load from slabs \ m = 380 KN

Total W= 510 KN/m

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Assume footing thickness is 0.50 m.

$$A = \frac{Pn}{qall} = \frac{510}{400} = 1.27m2$$

$$\Rightarrow B = 1.3m$$

Take B=130 cm .

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{714}{1x1.3} = 549.3Km2$$

Assume h=50 cm

$$h = 500mm$$
$$d = 500 - 75 - 10 = 415mm$$

$$V_u = 1 \times (.65 - 0.15 - 0.415) \times 549.3 = 22.2kn$$
$$\phi V_c = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 0.415 \times 10^3$$
$$= 254.13kn$$
$$\phi V_c >> V_U$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 549.3 \times 0.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{2}\right) = 68.7kn/m$$
$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{68.7}{0.9} = 76.3kn/m$$
$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{68.7 \times 10^6}{1000 \times 415^2} = 0.4Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$
$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$
$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.4}{420}}) = 0.00096$$

$A_{s\,(req)} = 0.0009(1000)\,(415) = 400\ mm^2$

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

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

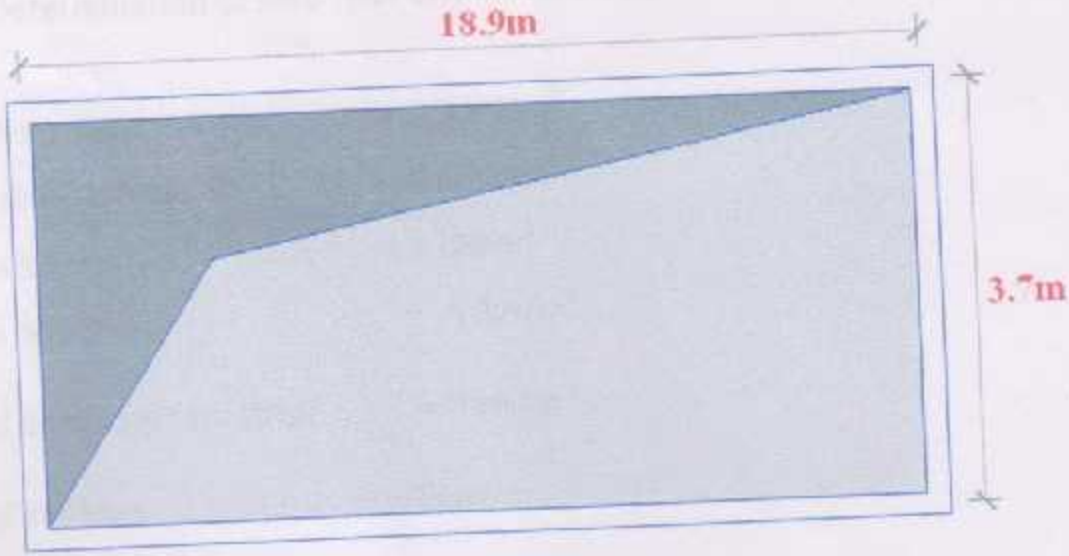
$=0.0018*1000*500=900\ mm^2$

$$As_{req} = 900mm^2$$

$$\#of\,bar = \frac{900}{154} = 6$$

Select Φ14 @ 15 cm c/c with A_S prov 1180.4mm²/m.

(4-13) Design of one way solid slab :



Short way

Lx = 3.7

Long way

Ly = 18.9

$\frac{LX}{Ly} = \frac{3.7}{18.9} = 0.196 \rightarrow$ *one way solid slab*

1. Determination of thickness

According to ACI

$$h \geq \frac{lc}{20} = \frac{3.7 - 0.8}{20} = 0.145\ m$$

Select 18 cm > 14.5 cm

2. Determination of load (for one meter strip)

1. Tiles + sand = 2.5 kN/m^2
2. slab dead load (0.18) (25) = 4.5 kN/m^2
3. partitions = 1 kN/m^2

Total dead load = 8 kN/m^2

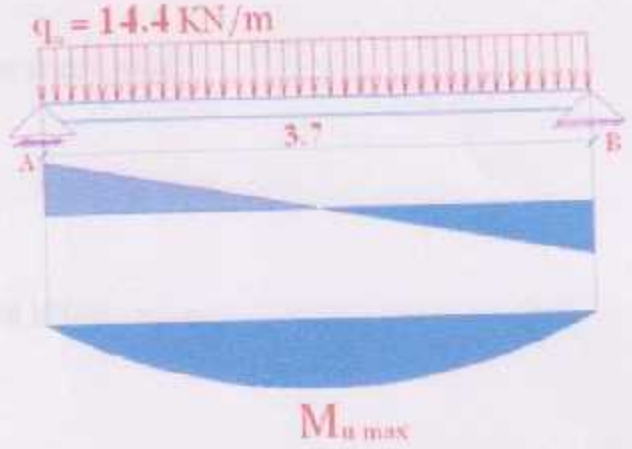
Total dead load (1m strip) = 8 kN/m

Total live load (3) 1 = 3 kN/m

Qu = 1.2 * 8 + 1.6 *3 = 14.4 kN/m

4. Internal forces

$$A\ or\ B = \frac{qul}{2} = \frac{14.4(3.7)}{2} = 26.64\ KN$$



$$Mu = \frac{qul^2}{8} = \frac{14.4(3.7^2)}{8} = 24.64\ KN.m$$

5. Design of shear

Vu= 26.64 (1.15) = 30.63 KN

d = 180 – 20 – 6 = 154

$$\emptyset Vc = 0.75\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{fc'}\,.\,bw.d$$

ΦVc = 96.25 KN >> Vu=30.36 KN

→ no shear reinforcement is required

Note: if $\phi Vc < Vu \Rightarrow$ increase slab thikness

6. Design of bending moment

Note: main reinforcement in short way

Secondary reinforcement in long way

main reinforcement in short way

Mu = 24.64 kN.m

Mn = 24.64/ 0.9 = 27.38 kN.m

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{25}}{4(400)}(1000)(154) = 4.81\ cm^2$$

$$As\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$As\ min = \frac{1.4}{400}(1000)(154) = 5.39\ cm^2$$

For slabs and foundation As min for shrinkage and temperature

As min = 0.0018.b.h =0.0018.(100).(18) = 3.24 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{400}{0.85(25)} = 18.82$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{27.38 * 10^6}{(1000)(154)^2} = 1.15$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{(1 - \frac{2 * 18.82 * 1.15}{400}}\right) = .00296$$

$A_{s\,req}$ = 0.00296(1000) (154) = 4.55 cm^2 > As min

$$Sreq = \frac{(100)(1.13)}{4.55} = 24.83$$

select S = 20 cm

Note: S(spacing between bars) must be less than (3h) and les than 45 cm

S value (5, 7.5, 10, 12.5, 15 ...)

S = 20 cm < 3h = 3(18) = 54 cm

And S = 20 < 45 cm

* Note $A_{\Phi 12}$= 1.13 cm^2

Select bar Φ 12/20 cm

Total As $_{(provide)}$ 5.65 cm^2 /m

Secondary reinforcement in long way

For slabs and foundation As min for shrinkage and temperature is required

As min = 0.0018.b.h =0.0018.(100).(18) = 3.24 cm^2

Not less than

$$\frac{1}{5}Asreq(in\ short\ span) = \frac{1}{5}(4.55) = 0.91$$

$3.24cm^2 > 0.91\ cm^2$

Asreq = 3.24 cm^2

$$S\ req = \frac{100(0.785)}{3.24} = 24.22\ cm$$

select S = 20cm

* Note $A_{\Phi 10}$= 0.785 cm^2

Select bar Φ 10/20 cm

Total As $_{(provide)}$ = 3.925 cm^2/m

Design of drawings

Bottom reinforcement

Note: bar Φ 10 available only in 12m long bars we should link between bars in a distance 60 Φ

In long span

Long of bars = 18.9 + 0.8 = 19.7 m

= 1970 – 4 cm (cover) = 1966 cm

7. **Top reinforcement of solid slab**

$\frac{1}{3} Asreq > As\min$ *for shrinkage and temperature*

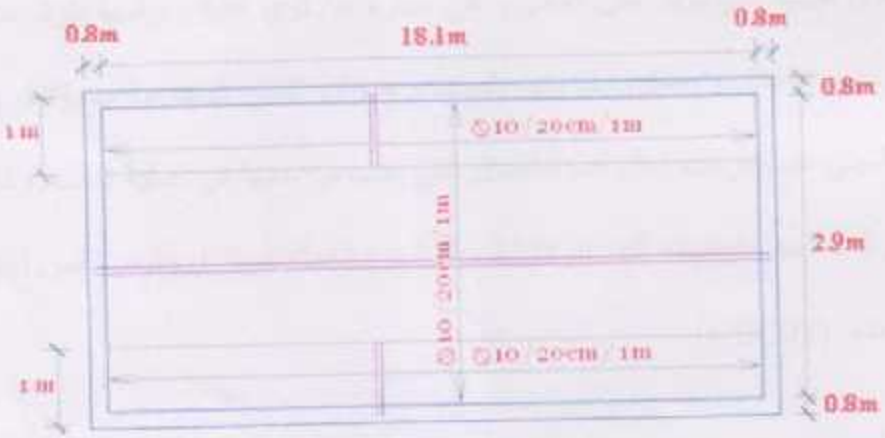
$$\frac{1}{3}Asreq = \frac{1}{3}(4.55) = 1.51cm^2 < Asmin$$
$$= 3.24\ cm^2\ (shrinkage\ and\ temperature)$$

Select bar Φ 10/20 cm

Total As $_{(provide)}$ = 3.91 cm^2/m

L: short span

0.15(L) = 0.15 (3.7) = 0.555 take 1m



Top reinforcement