In The Name Of Allah The Merciful

Palestine Polytechnic University

College Of Engineering

Building Engineering

Introduction To The Graduation Project

# "Structural Design Of Eye specialist Hospital in Hebron City "

Project Team:

Mahmoud Abu Omar

Abed Abu Hania

Supervisor:

Dr. Belal Almassri

2023

# لملخص


لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية، وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير، وتصميم منشآت جديدة تلبي احتياجاته، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن، وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها، والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

يحتوي هذا البحث على التصميم الإنشائي لمستشفى العيون التخصصي مدينة الخليل / شارع السلام

يتكون المشروع من اربع طوابق، طابق التسوية الذي يحتوي على موقف السيارات تبلغ مساحته 1174.1429 متر مربع ، الطابق الأرضي وتبلغ مساحته 686.5290 متر مربع ويحتوي على طوارئ , استقبال , عيادات خارجيه ،غرف تمريض كفيتريا , منطقة تسجيل . الطابق الأول تبلغ مساحته 686.5290 متر مربع ويحتوي على عيادات , غرفة إدارة عامه , غرفتين أمن ، الطابق الثاني والاخير تبلغ مساحته 686.5290 متر مربع وتحتوي على غرف مرضى ,عيادات ,حمامات.

المشفى تحتوي على باحات خارجية وحدائق ومواقف لسيارات الإسعاف ومواقف خارجيه خاصة .


## الفصل الأول

# المقدمة

1. المقدمة
2. اهداف المشروع
3. أسباب اختيار المشروع
4. مشكلة المشروع
5. حدود مشكلة المشروع
6. المسلمات
7. فصول المشروع
8. إجراءات المشروع

## 1. المقدمة

ان تطور الحياة يقتضي التطور العقلي في التصميم لتلبية متطلبات الانسان، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع، مع تأمين كافة وسائل الراحة والأمان في هذه التصاميم وذلك من خلال التصميم بفكر هندسي نير لتلبية هذه الأمور.

وفرع هندسة المباني هي التي تعتني بهذا الجانب في بناء البيوت بتصميم وتنفيذ الاعمال لها والمهندس المدني هو من يقوم بهذه الاعمال

## 2. الأهداف

- القدرة على اختيار النظام الانشائي المناسب في المشروع والذي يحقق اهداف المعماري في تنفيذه على ارض الواقع
- القدرة على تصميم مختلف العناصر الانشائية
- اجراء عملية تطبيق وربط للمعلومات التي اخذت نظريا وربطها بتصميم على ارض الواقع
- اتقان استخدام برامج التصميم المختلفة من عثير وسيف وايتابس واتوكاد ومقارنتها بالحل اليدوي.
- العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
- التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

## 3. أسباب اختيار المشروع:-

تكمن اهمية اختيار المشروع في عدة امور ومن اكثرها اهمية اكتساب المهارة في التصميم الانشائي للمباني وخصوصا المباني الضخمة مثل مشروع المستشفى التخصصي للعيون الذي نقوم بتصميمه والذي سوف نعرضه في هذا البحث وايضا لاكتساب المعرفة للنظم الانشائية المستخدمة في بلادنا بالإضافة الى اكتساب العلم والمعرفة العملية والعلمية في تنفيذ وتصميم المشاريع الانشائية التي سوف نعمل بها بأذن الله.

### ❖ الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع: -

- حيوية الموقع الذي تم اختياره في هذه المدينة.
- توفر طرق المواصلات بشكل ممتاز.
- الحاجة الملحة لهذه المشفى .
- تميز الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتضان المشروع.

## 4. مشكلة المشروع:

تتمثل في البحث والتصميم للعناصر الإنشائية للمشفى، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات وذلك بتحديد الاحمال الواقعة عليها ومن ثم تحديد الابعاد وعمل التصميم المناسب وأيضا مراعاة امان المنشأة بالإضافة لعمل المخططات التنفيذية بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري .

## 5. حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية للمشروع، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والفصل الصيفي من السنة الدراسية 2023 من خلال مقدمة مشروع التخرج حيث بدأنا بالعمل هذا الفصل في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الصيفي.

## 6. المسلمات:

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع.

- اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الانشائي لكافة العناصر.(ACI-318-14)
- استخدام الكود الأردني في الأحمال الإنشائية الحية المستخدمة في الفندق.
- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (,Atir, structural detailing, Safe, Etabs .)
- استخدام برامج الرسم المختلفة للتصميم الإنشائي
- برامج أخرى مثل Microsoft office

## 7. فصول المشروع

**سيتم عمل المشروع على اربعة فصول على النحو التالي: -**

- **الفصل الأول:** - المقدمة.
- **الفصل الثاني:** - الوصف المعماري.
- **الفصل الثالث:** - الوصف الإنشائي.
- **الفصل الرابع:** - التحليل والتصميم الإنشائي.

## 8. إجراءات المشروع:

- دراسة ومراجعة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية بشكل تام، وتألفها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها إذا لزم الامر.

- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل يتوافق مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي.

# الفصل الثاني

## الوصف المعماري

1. مقدمة ولمحة عامة عن المشروع
2. موقع المشروع
3. وصف طوابق المشروع
4. وصف الواجهات للمشروع
5. وصف مقاطع المشروع
6. المداخل

## 2-1. مقدمة ولمحة عامة عن المشروع :

جاءت فكرة البناء من الانسان الذي حاول تطوير أساليب الحياة لديه للتكيف مع البيئة، حيث قام باستغلال المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى.

اتجه الانسان لاستجابة متطلبات التطور والتقدم باللجوء إلى الأبنية المتخصصة في مجالات الحياة كافة، فجعل لكل حاجة مبنى خاص بها يلاءم الوظيفة المرجوة من خلاله، ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الاقتصادي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى يتكون من 4 طوابق ، بمساحة اجماليه3300 متر مربع والمشروع من ثلاث طوابق وطابق تسويه، ومن الممكن امتداد المبنى بزيادة عدد الطوابق او عن طريق اضافة كتل جديدة في الموقع .

## 2-2. موقع المشروع :

تم ملاحظة الموقع من كافة الجوانب وايضا موقعه الجغرافي وبما يتأثر وبتالي تم الحديث عن موقع المشفى المقترح من عدة امور ونواحي توضح مقاس البناء وايضا الشوارع والخدمات المقدمة للموقع وايضا المواقع المحيطة بها.

يقع المشفى في منطقة شارع السلام في مدينة الخليل حيث ان هذا الشارع يعتبر الأشهر في المدينة وقريب جداً من مركزها ، و تبلغ مساحة الارض3.5 دونم.

حيث يقع المشفى في موقع ممتاز في هذه المنطقة ويسهل الوصول اليه بوسائل النقل العام وأيضا عدة شوارع توصل له.

تقع القطعة التي تم اختيارها في منتصف هذا الشارع تقريباً ويصل إليها عدة شوارع وتعتبر المنطقة حيوية بالسكان ولإجل ذلك تحتاج المدينة لهذا المشفى.

## 2-2.1. أهمية موقع المشروع:

- توفر كافة الخدمات فالمنطقة.
- وجود قطعة الأرض في منطقة حيوية ورئيسية فالمدينة
- إمكانية التوسع المستقبلي.
- الاطلالة الجيدة.

الشكل (1-2): الموقع العام لقطعة الأرض

## 2-2.2. حركة الشمس والرياح:

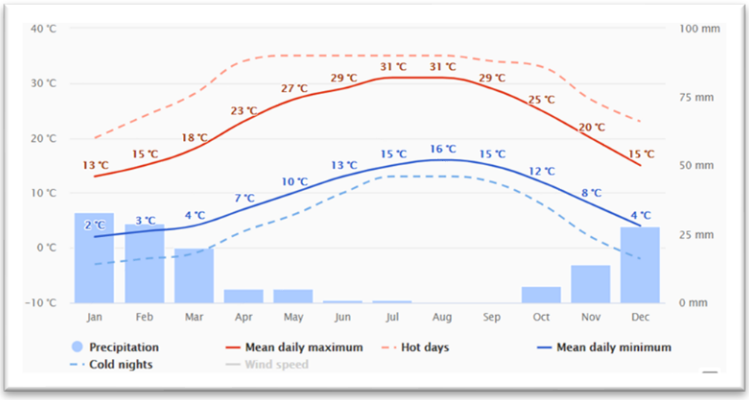
كل تصميم لاي مبنى يتم مراعاة تاثير الشمس علىه واتجاهها بالاضافة لاتجاه الرياح.
لان الشمس تعتبر ذو طاقة هائلة للتدفئة في ايام الشتاء، الامر الذي يقل من استخدام الطاقات الاخرى في التدفئة لهذا يجب مراعاة هذه الامور بالإضافة للاضائة الطبيعية والتهوية عند التصميم المعماري لاي مبنى.

## 2-2.3. المناخ والبيئة في الخليل :

يسود في مدينة الخليل مناخ متوسط معتدل، ذو صيف حار وجاف، وشتاء بارد وممطر. يحل فصل الربيع في أواخر شهر آذار وأوائل نيسان، ويعتبر شهر تموز آب أحرّ شهور السنة، حيث يصل معدل درجات الحرارة فيهما إلى 28.9° مئوية ، أما أكثر الأشهر برودة فهو شهر كانون الثاني، ويصل فيه معدل درجة الحرارة إلى 3.9° مئوية

## 2-2.4. درجة الحرارة :

تلعب درجة الحرارة دورا هاما في طبيعة التصميم واختيار موقع ومواد البناء، وكذلك توفير الطاقة صيفا، لذلك تعتبر دراستها عنصر مهم من عناصر التحليل، وتتميز محافظة الخليل بمناخ يتدرج من جاف الى شبه جاف وتزداد شدة الجفاف باتجاه صحراء النقب في الجنوب، ووادي الأردن في الشرق، كما تتميز محافظة الخليل بصيف حار وجاف




.الشكل( 2-2) : يوضح متوسط درجات الحرارة وهطول الامطار لمدينة الخليل

## 2-2.5. الرطوبة:

تمتاز مدينة الخليل باعتدال المناخ فيها فهو ماطر شتاءاً حار صيفاً حيث تتفاوت كمية الامطار فيها بين (400-600)ملم.

## 2-2.6. حركة الرياح:

في فصل الشتاء:

1- الرياح المرافقة للمنخفضات الجوية: ويترتب عليها اضطراب الهواء وهبوب رياح جنوبية غربية عاصفة ممطرة في الغالب .

2- رياح تعقب المنخفضات الجوية: وهي رياح شمالية غربية باردة نسبياً، تعمل على تصفية الجو من الغيوم.

في فصل الصيف :

1- -الرياح الغربية والشمالية الغربية: أغلبها تهب على شكل أنسمه بحرية قادمة نهاراً من البحر المتوسط، وهي تلطف حرارة شهور الصيف لاسيّما في المناطق الجبلية.

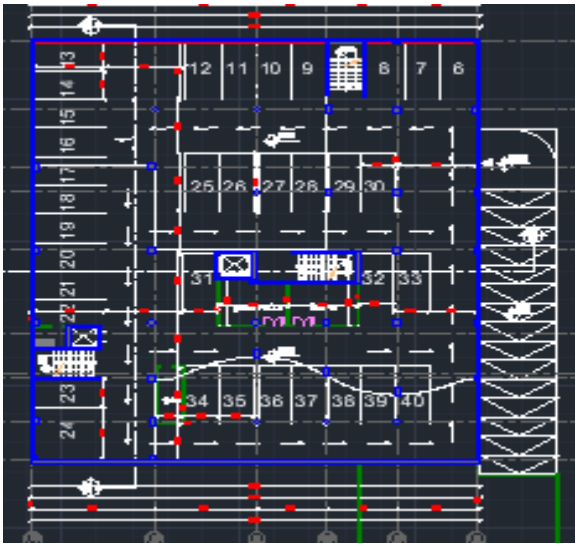
2- الرياح الشرقية والشمالية الشرقية: وتعتبر جزءاً من الرياح الموسمية، وهي جافة وحارة نسبياً وتهب خلال أواخر الصيف.

## 2-3. وصف طوابق المشروع:

يمتاز المبنى انه ذو اشكال هندسية منظمة ومستقيمة وملائمة لهذه لوظيفة. اما معماريا فالتصميم يجعل تنوع في العناصر الانشائية

## 2-3.1. طابق التسوية :

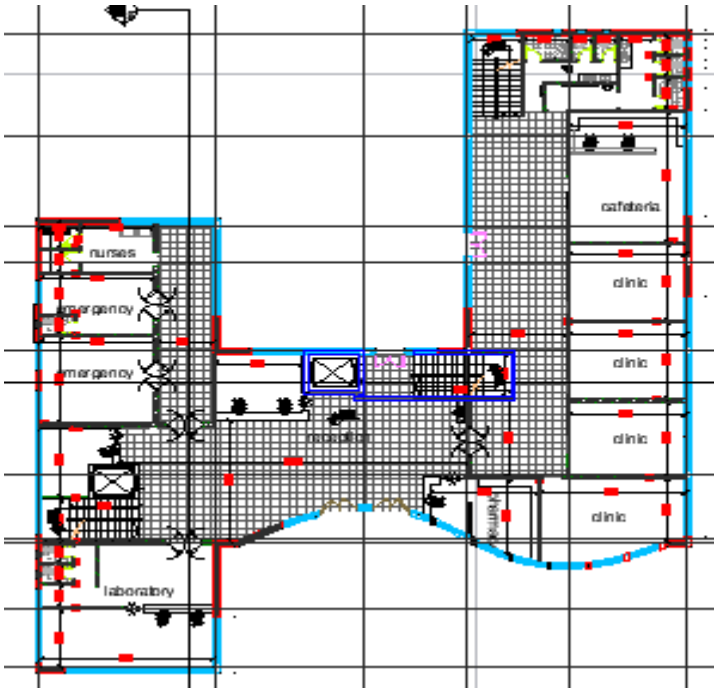
الذي تبلغ مساحته ١١٧٤.١٤٢٩٢ , ويستعمل كموقف للسيارات يحتوي على مدخل ومخرج للسيارات ويحتوي على مصعد وغرف للكهرباء والماتورات والبويلر.




الشكل(3-2) المسقط الافقي لطابق التسوية

## 2-3.2. الطابق الأرضي:

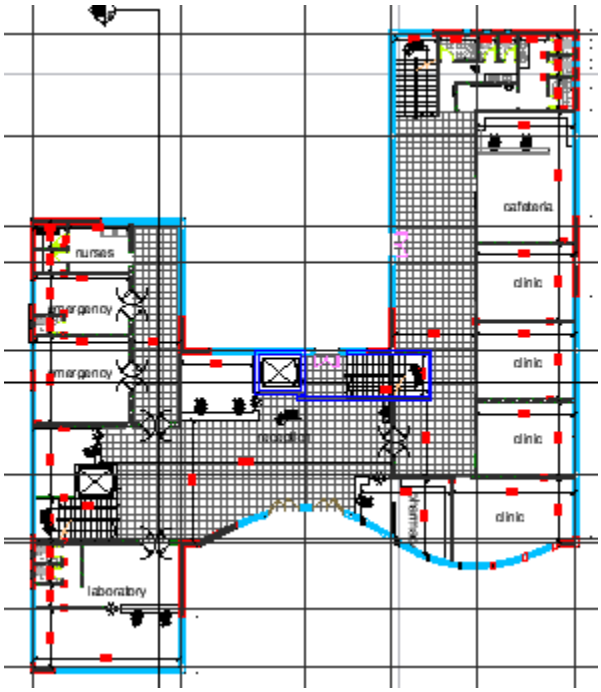
الذي يبلغ مساحته686.5290 م٢ حيث يحتوي على طوارئ , استقبال , عيادات خارجيه ،غرف تمريض كفيتريا , منطقة تسجيل.




الشكل(4-2) المسقط الأفقي للطابق الأرضي

## 2-3.3. الطابق الأول: -

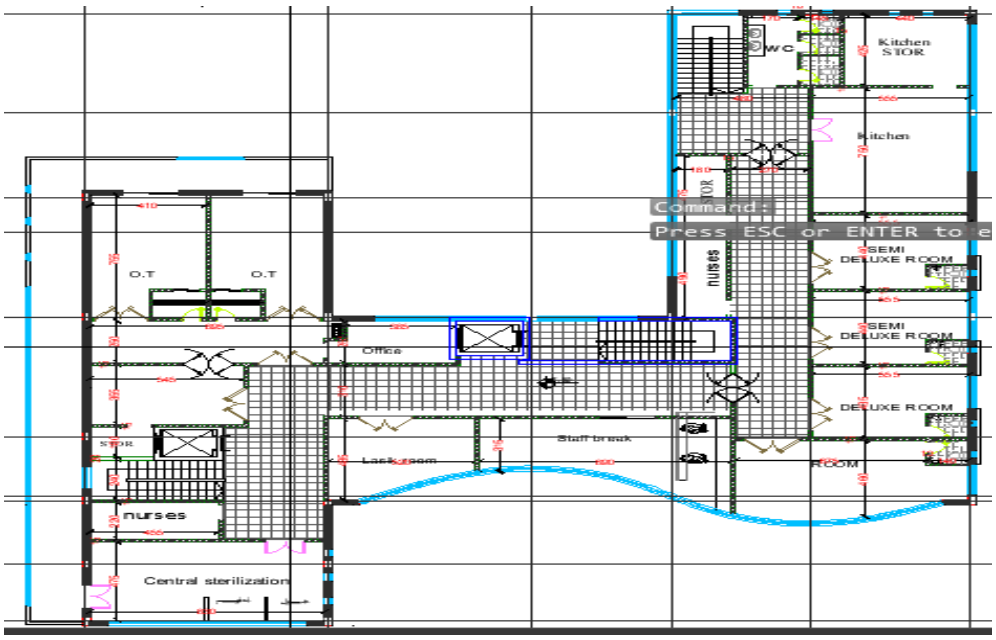
حيث تبلغ مساحته 686.5290 متر مربع ويحتوي على عيادات , غرفة إدارة عامه , غرفتين أمن.




الشكل(5-2) المسقط الافقي للطابق الأول

## 2-3.4. من الطابق الثاني والأخير:

تبلغ مساحته 686.5290 متر مربع وتحتوي على غرف مرضى ,عيادات ,حمامات.



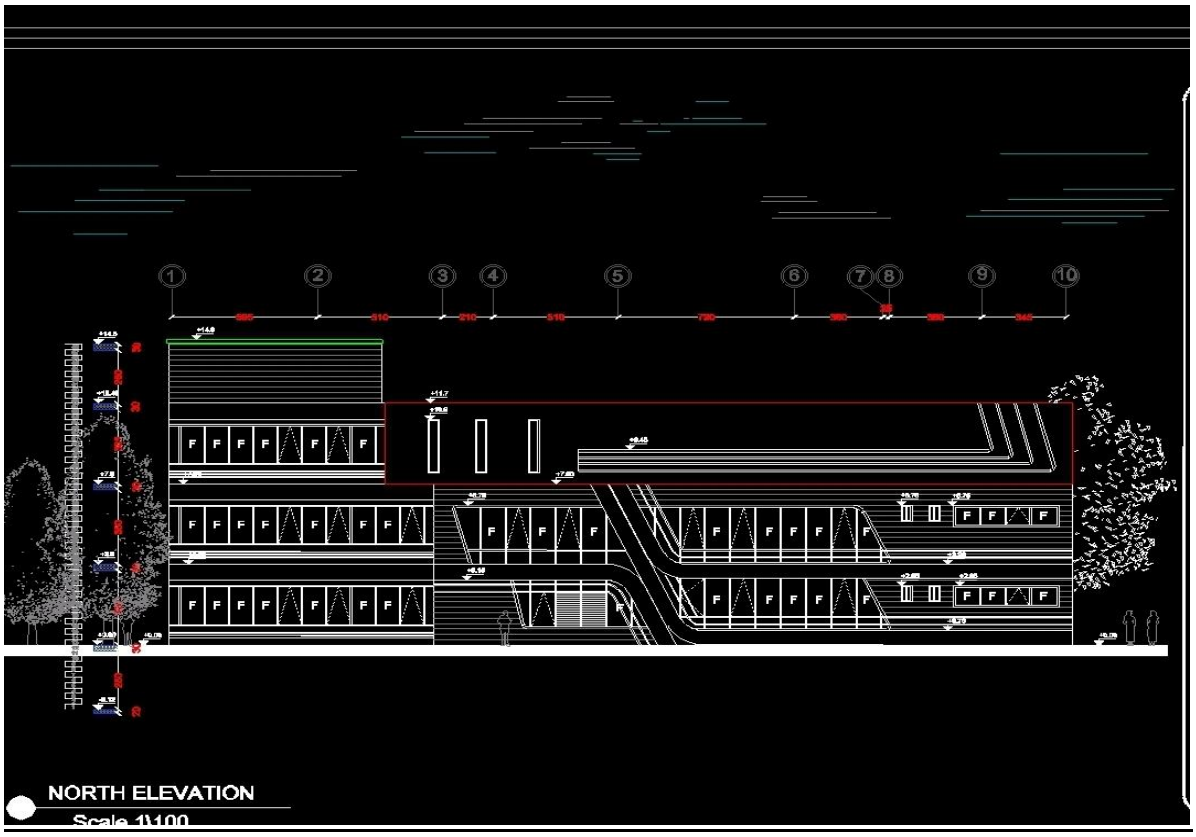

الشكل(6-2)المسقط الافقي للطابق الثاني

## 2-4 وصف الواجهات:

ان اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً ، حيث أن الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

### 2-4.1 الواجهة الشمالية :

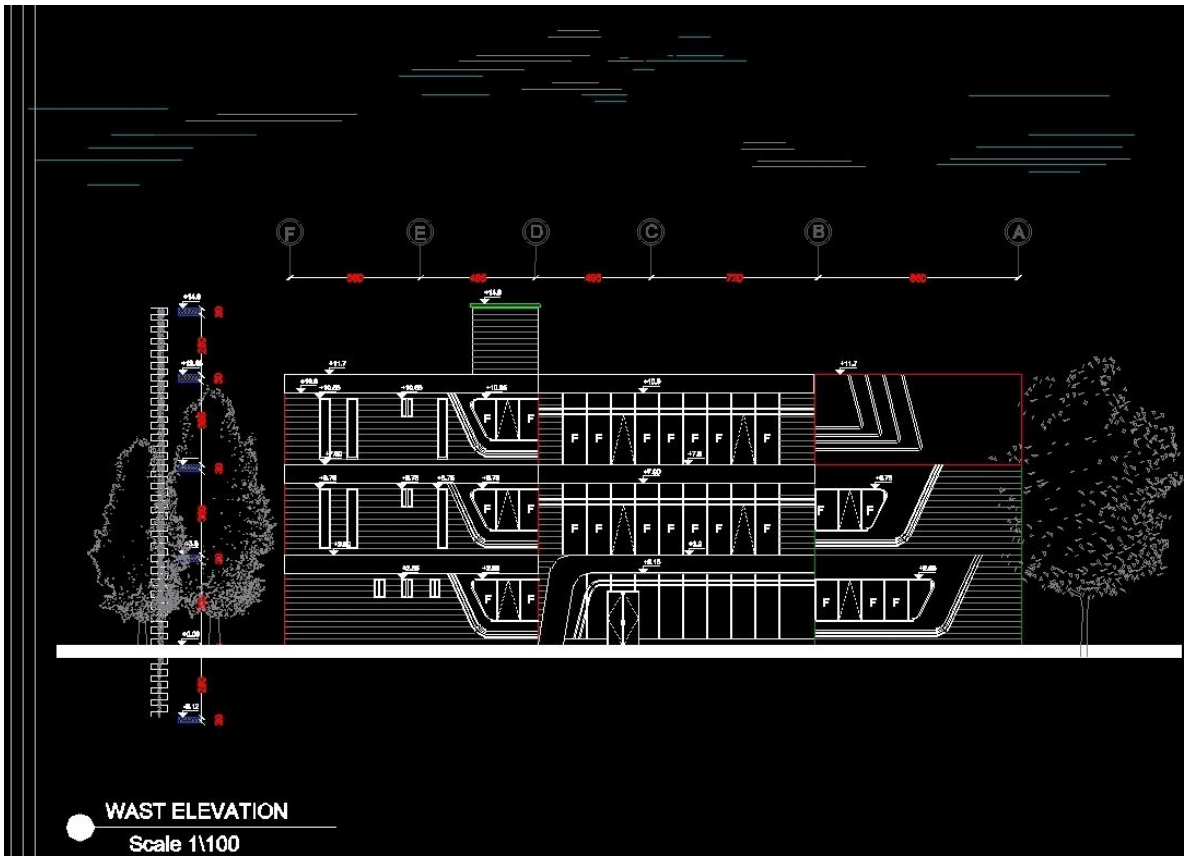
بدايةً يظهر في هذه الواجهة اختلاف المناسيب ، بالإضافة إلى مجموعة من العناصر تظهر فيها بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري .




الشكل (7-2) الواجهة الشمالية

## 2-4.2. الواجهه الشرقية :

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض لهذه الجهة من المشفى .ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً.




الشكل (2-8) الواجهة الشرقية

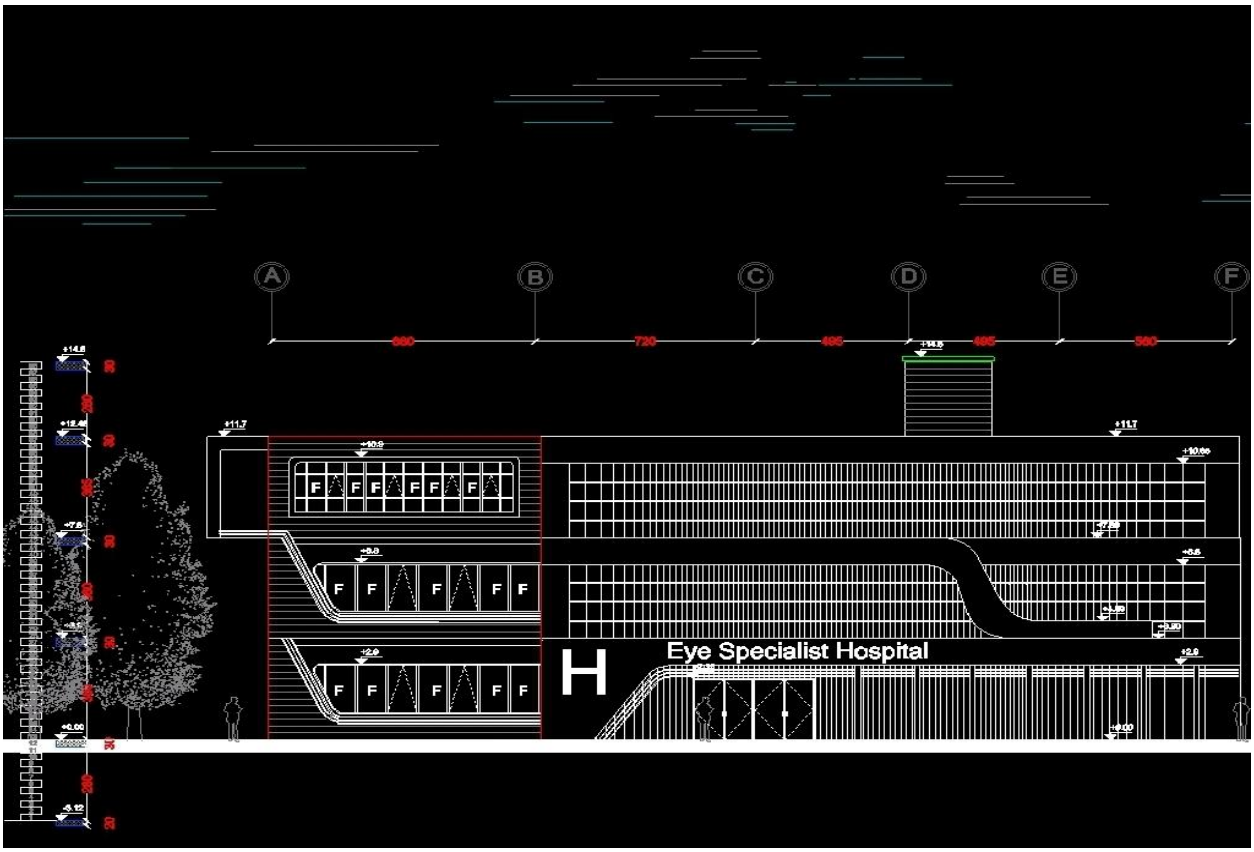
## 2-4.3. الواجهة الجنوبية :

حيث يظهر فيها جمالية التصميم المعماري ويظهر هنا الجمال المعماري و التنسيق في ترتيب الواجهات .

الشكل (2-9) الواجهة الجنوبية

## 2-4.4. الواجهة الغربية:

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض.ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً من التناسق الموجود اضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً للواجهة بالإضافة إلى أنها تعد الواجهة الرئيسية في المبنى , بالإضافة لوجود المدخل الرئيسي .




الشكل(10-2) الواجهة الغربية

## 2-5. مقاطع المشروع:

### 1- المقطع A-A

الشكل(2-11) المقطع A-A

### 2- المقطع B-B

الشكل (2-12) المقطع B-B

## 2-6. وصف الحركة:

ان دراسة الحركة في المشفى  أمر مهم جداً لضمان راحة الناس وعدم وجود تداخل بين المغادرين والمقبلين.

## 2-7. وصف المداخل:

ان وجود أكثر من مدخل في المشروع امر مهم جداً لضمان راحة الناس واستعداداً لأي طارئ قد يحدث في أحد المداخل.

# الفصل الثالث

## الـــوصـــف الإنْـشَـــائِـي

1. مقدمة .
2. الهدف من التصميم الإنشائي .
3. مراحل التصميم الإنشائي .
4. الأحمال.
5. الاختبارات العملية .
6. العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
7. فواصل التمدد
8. النظام الميكانيكي.
9. برامج الحاسوب.

## 3-1. مـقدمـة :-

يتبع مرحلة الوصف المعماري الجانب الانشائي الذي يلبي كافة متطلبات المبنى من ناحية الأمان ومراعاة الجانب الاقتصادي .

إن التصميم الانشائي لأي مبنى يتمثل باختيار العناصر الانشائية المناسبة والمراد انشاؤها ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث نحافظ على التصاميم المعماري و على أمان المبنى .

## 3-2. الهدف من التصميم الإنشائي

الغرض الرئيسي من التصميم الإنشائي هو عمل تصميم آمن واقتصادي وصالح ، لذلك عند تصميم الهيكل ، يجب مراعاة الأهداف التالية:

1- السلامة: يجب أن يكون الهيكل قادراً على حمل جميع الأحمال المتوقعة بأمان وبدون عطل أي دون أن ينكسر أو ينهار تحت الأحمال.

2- المتانة: يجب أن يستمر الهيكل لفترة زمنية معقولة.

3- الثبات: لمنع انقلاب أو انزلاق أو التواء الهيكل أو أجزاء منه تحت الطبقة السفلية.

عمل الأحمال.

4- القوة: لمقاومة الضغوط التي تسببها الأحمال في الأعضاء الهيكلية المختلفة بأمان.

5- إمكانية الخدمة: لضمان الأداء المرضي في ظل ظروف حمل الخدمة - مما يعني توفير الصلابة والتعزيزات الكافية لاحتواء الانحرافات ، وعرض الشقوق ، والاهتزازات ضمن الحدود المقبولة ، وكذلك توفير عدم النفاذية والمتانة (بما في ذلك مقاومة التآكل) ، إلخ.

هناك اعتباران آخران يجب على المصمم الحكيم أن يضعهما في الاعتبار ، الاقتصاد والجماليات. نظرًا لأن أي مهندس يمكنه دائمًا تصميم هيكل ضخم ، يتمتع بأكثر من الاستقرار والقوة وإمكانية الخدمة الكافية ، لكن التكلفة المترتبة على الهيكل قد تكون باهظة ، والمنتج النهائي بعيدًا عن الجمالية.

## 3-3. مراحل التصميم الإنشائي:-

مراحل التصميم الانشائي تتلخص بمرحلتين :

1. **المرحلة الاولى :-**
   وتتمثل في الرؤية الأولية للمشروع ودراسة طبيعته من حيث حجمه وتحديد ما سوف يتم استخدامه من مواد في المشروع ،أيضا عمل التحاليل الانشائية اللازمة لهذا النظام .

2. **المرحلة الثانية:**
   تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

## 3-4. الأحمـال:-

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي: -

### 3-4.1. الأحمال الميتة :-

تتكون الأحمال الميتة من وزن جميع مواد البناء المدمجة في المبنى بما في ذلك على سبيل المثال لا الحصر الجدران والأرضيات والسقوف والسلالم والقواطع المدمجة والتشطيبات والكسوة وغيرها من العناصر المعمارية والإنشائية المدمجة المماثلة والخدمات الثابتة المعدات بما في ذلك وزن الرافعات .

### 3-4.2. الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، شاملة لِـ أوزان الأشخاص المستعملين للمنشأة ، الأحمال الديناميكية والأحمال الساكنة التي يمكن تغيير أماكنها من وقت , ولا تشمل أحمال البناء أو البيئة مثل حمل الرياح أو حمل الثلج أو حمولة المطر أو الزلزال أو حمل الفيضان أو الحمل الميت.

### 3-4.3. الأحمال البيئية:

وهي النوع الثالث من الأحمال الذي يجب أخذه بعين الاعتبار فهي ناجمة عن المصادر الطبيعية ، وهي كما يلي :

#### 3-4.3.1. أحمال الرياح:

ها قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني الشاهقة. هي القوى التي تؤثر عليها الرياح في المباني أو المنشآت أو أجزاء منها ، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن الضغط والسلبية إذا كانت ناتجة عن التوتر ، ويتم قياسها بالكيلوطن لكل متر مربع (KN / m2). يتم تحديد أحمال الرياح حسب ارتفاع المبنى فوق سطح الأرض والموقع من حيث المباني المحيطة سواء كانت مرتفعة أو منخفضة

#### 3-4.3.2. أحمال الثلوج :

يمكن تقييم وحساب أحمال الثلج بناءً على المبادئ التالية:

- ارتفاع المنشأة فوق مستوى سطح البحر.
- منحدر السقف المعرض للثلج.

يوضح الجدول التالي قيمة الأحمال الثلجية حسب الارتفاع فوق مستوى 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 |

جدول (1-3) :احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

### 3-4.3.3. أحـمـال الـزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل .

### 3-4.3.4. أحـمـال الانكماش والتمدد :

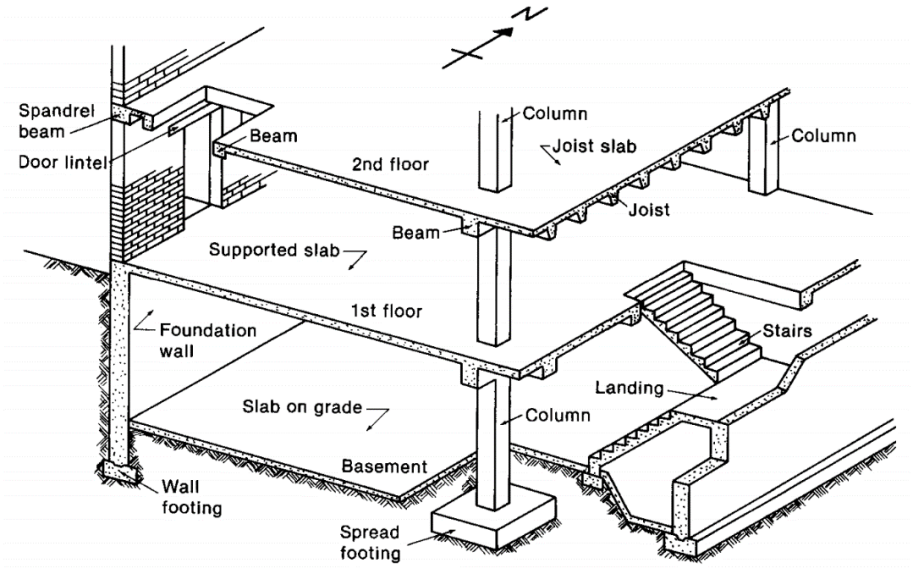
نتيجة لانكماش وتمدد العناصر الخرسانية للمبنى بسبب اختلاف درجات الحرارة خلال مواسم العام ، تولدت ضغوط تؤدي إلى حدوث تشققات في المبنى ، حيث يتم تفاديها ومنعها من الظهور باستخدام مادة phi 8 شبكات تقوية وأيضًا استخدام وصلات التمدد.

## 3-5. الاختبارات العملية

قبل الدراسة الإنشائية لأي مبنى، هناك عمل دراسات جيوتقنية للموقع، أي كل الأعمال المتعلقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، ثم تحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة. عند البناء عليها، والأهم هو الحصول على متانة التربة (قدرة التحمل) المطلوبة لتصميم أساسات المبنى.

## 3-6. العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون المباني مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات ، الجسور، الأعمدة ، وجدران القص ، والأدراج ، والأساسات .
إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.




الشكل(2-3) **:** العناصر الإنشائية المكونة للمبنى منشأ من خرسانة مسلحة .

-

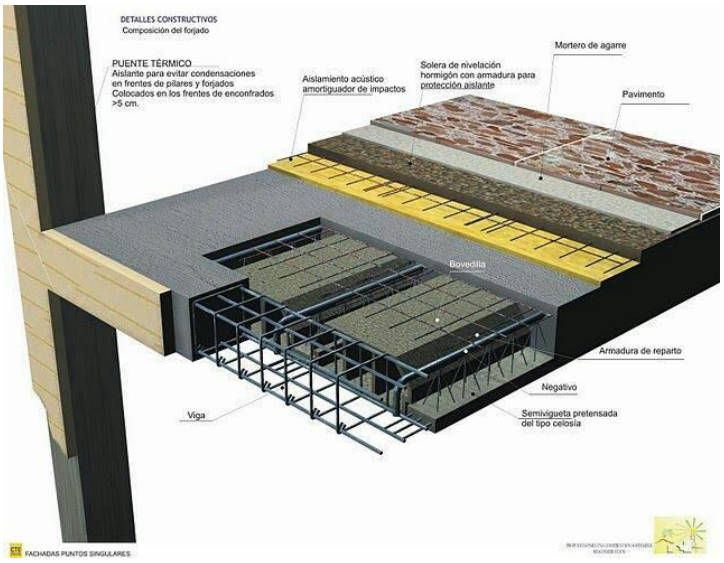
## 3-6.1. العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab).

### 3-6.1.1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

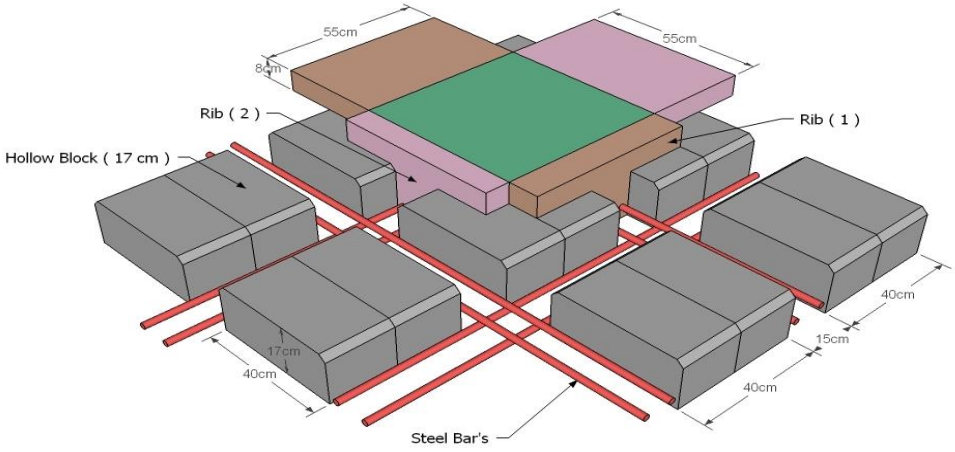
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد .




الشكل(3-3) : عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

## 3-6.1.2. عقدات العصب ذات الاتجاهين(Two way ribbed slab)

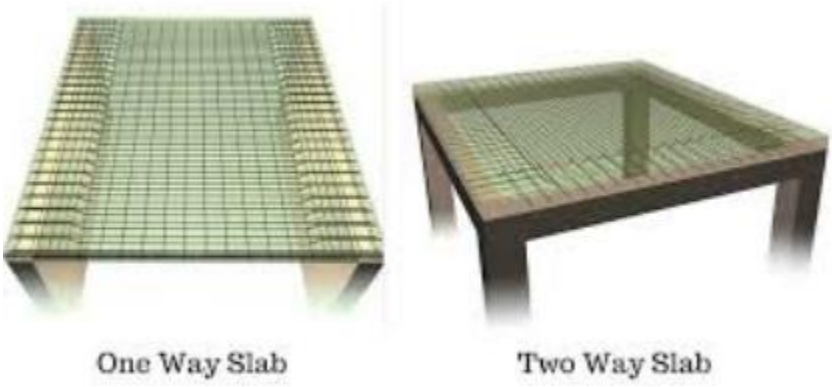
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح بإتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الإتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الإتجاهين، كما يظهر في الشكل (4-3).




الشكل(4-3) : عقدات العصب ذات الإتجاهين.

### 3-6.1.3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين (One or two way solid slab):

العقدة المصمتة عبارة عن عقدة خرسانية قابلة للتخصيص بالكامل ذات عرض وطول وسمك متفاوت, يمكن استخدامها في مجموعة متنوعة من التطبيقات مثل الجسور والأرصفة وأرضيات المباني وتستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية .

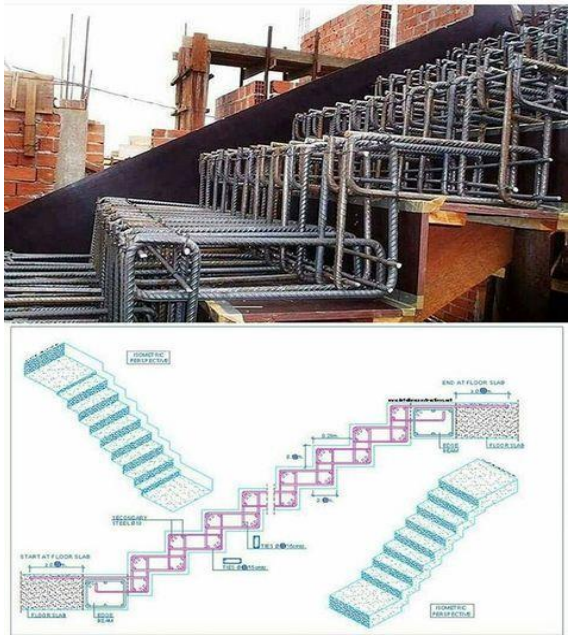



الشكل (3-5) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين.

### 3-6.2. الأدراج:

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد.

وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي.

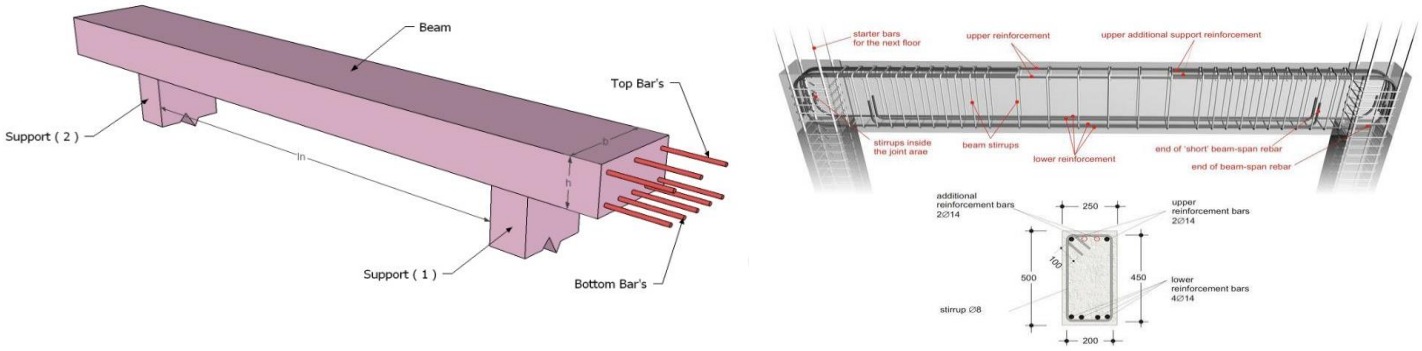


**الشكل (3-6): الأدراج.**

## 3-6.3. الجسور:-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين:-

1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
2. جســـور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجســـر في أحد الاتجاهين الســـفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تســـمى هذه الجسور L– section، T-section.
3. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمقاومة الهبوط المفاجئ.

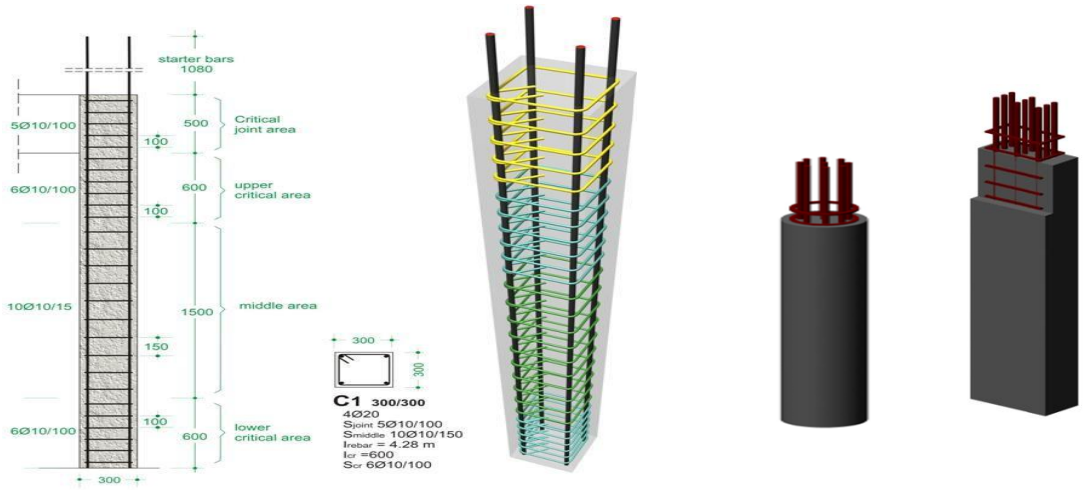



الشكل (7-3): الجسور.

## 3-6.4. الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور , وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة , ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي, فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي :

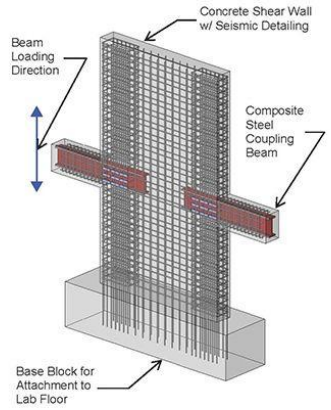
1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).




**الشكل (3-8): الأعمدة.**

## 3-6.5. جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى .

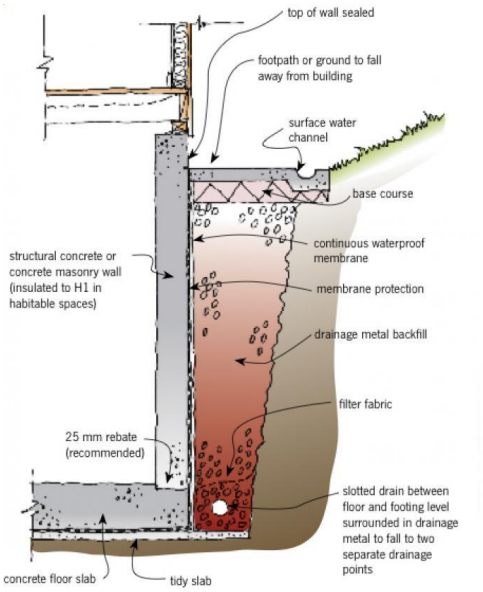



**الشكل (3-9) : جدران القص.**

## 3-6.6. جدران التسوية:

بسبب الاختلاف في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استناديه لتمنع التربة من الانهيار أو الانزلاق. وتنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة جدار يستخدم لتوفير الدعم للجدران الجانبية وكذلك للمبنى .

.




**الشكل (3-10) : جدران التسوية.**

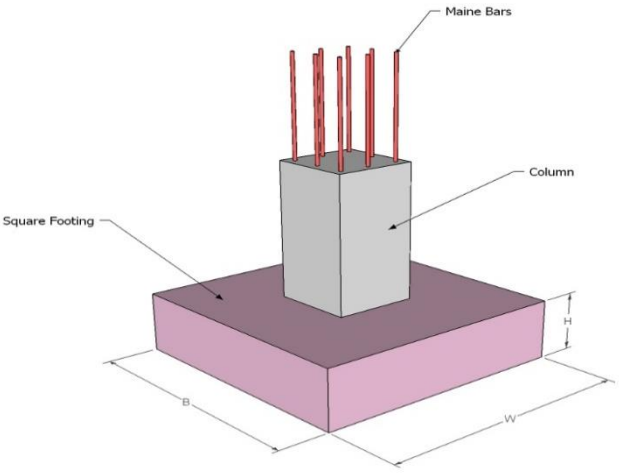
## 3-6.7. الأساسات:

وهي العنصر الانشائي الأول الذي يتم تنفيذه ، لكنه يصمم بعد الانتهاء من كافة العناصر الانشائية ، حيث تنتقل الأحمال إلى التربة على شكل قوة ضغط مروراً بالأعمدة ثم الجدران الحاملة وصولاً إلى الأساسات

.

و هي :-

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
2- أساسات مزدوجة (Compound footing)
3- أساسات شريطية (Strip footing)
4- Mat footing




**الشكل (3-11) : الأساس المفرد.**

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة

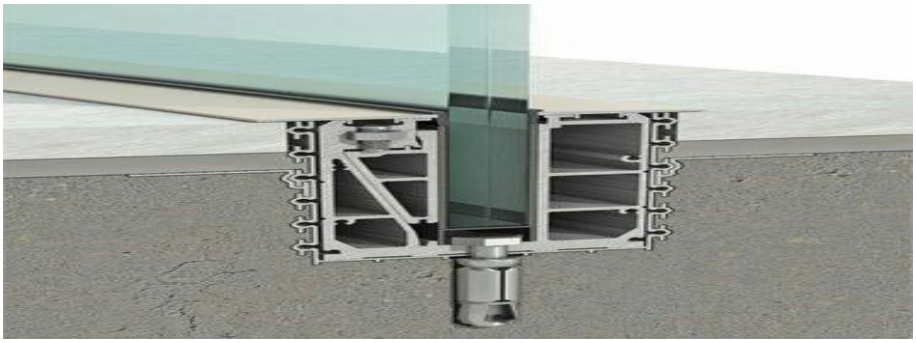
تحملها والأحمال الواقعة عليها.

## 3-7. فواصل التمدد

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 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 فاصل تمدد واحد وذلك لان ابعاد المبنى تجاوزت الحد المسموح به بناء على الكود الأردني



**الشكل (12-3) : فاصل تمدد .**

## 3-8. النظام الميكانيكي للمبنى

تم تزويد المبنى بفتحة تهوية (Duct) داخلية , لأهداف عديدة منها :

1. التهوية (Ventilation) .
2. نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المبنى .
3. التمديدات الكهربائية والميكانيكية( MEP Sheft).
4. الصرف الصحي (Drainage) .

## 3-9. برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007+2014+2017) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Excel
4. Atir 12
5. Etabs,Safe
6. Google SketchUP 2015

# CHAPTER 4 : STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN


4.1 Introduction
4.2 Factored load
4.3 Determination of slab thickness
4.4 Design of topping
4.5 Design of one-way ribbed slab
4.6 Design of Beam B03
4.7 Design of Two-way ribbed slab
4.8 Design of column (C)
4.9 Design of shear wall
4.10 Design of isolated footing (F1)
4.11 Design of stair.


## 1.1 Introduction

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist compression stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars.

A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components. In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and

two way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Programs called " ATTIR and Safe - Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, and shear is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

NOTE:

*Concrete B300, {$fc'$= 24 MPa for rectangular and L section}.

*The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420MPa}.

### 1.2 Factored load

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use. The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 14\ (9.2.1)$$

### 1.3 Determination of slab thickness

## Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of no pre-stressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

$h_{min}$ for one-end continuous = L/18.5

=500 /18.5 = **27.03 cm**

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

$h_{min}$ for both-end continuous = L/21

= 550/21 = **26.19 cm**

Select Slab thickness **h= 32cm** with **block 24 cm** & **Topping 8cm.**

## Load calculations:

### One-way ribbed slab:

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as in the following table:

**Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one-way rib slab.**

| Parts of rib | Den | Calculation |
|---|---|---|
| RC. Rib | 25 | 0.24*0.12*25= 0.72 KN/m |
| Top Slab | 25 | 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m. |
| Plaster | 22 | 0.02*0.52*22 = 0.228 KN/m. |
| Block | 10 | 0.4*0.24*10= 0.96 KN/m |
| Sand Fill | 17 | 0.07*0.52*17= 0.618 KN/m |
| Tile | 23 | 0.03*0.52*23 = 0.358KN/m |
| Mortar | 22 | 0.02*0.52*22 =0.228KN/m. |
| partition | - | 2*0.52 =1.04 KN/m |

Nominal Total Dead load = **5.19 KN/m** of rib

Nominal Total live load =3*0.52=**1.56 KN/m** of rib

## 1.4 Design of topping

The calculation of the total dead load for the topping is shown below:

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load on topping

| No. | Material | Calculation |
|---|---|---|
| 1 | Tile | 0.03*23*1= 0.69 KN/m |
| 2 | mortar | 0.02*22*1= 0.44 KN/m |
| 3 | Coarse sand | 0.07*17*1= 1.19 KN/m |
| 4 | topping | 0.08*25*1 = 2.0 KN/m |
| 5 | Interior partitions | 2 *1 =2 KN/m |
| Sum | | 6.32 KN/m |

$W_u$ = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.32+ 1.6 * 3 = 12.38 KN/m$^2$. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{12.38 * 0.4^2}{12} = 0.165\ KN.m/m$$

$$\Phi M_n = 0.55 * 0.42\lambda\sqrt{f\acute{c}}\, S_m = 0.42 * 1 * \sqrt{24} * 1000 * \frac{80^2}{6} * 10^{-6} = 1.21\ KN.m \gg M_u = 0.165$$

**No Reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5.4, provide $As_{min}$ for shrinkage and temperature reinforcement.**

$$As_{min} = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\, mm^2/\text{m strip}$$

Try bars Φ8 with As = 50.27 mm$^2$

$$n = \frac{144}{50.27} = 2.87 \text{ bars}$$

Select 5Φ8 / or Φ8@200 mm in both directions

### 1.5 Design of one way Ribbed slab

**Material: -**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

**Section: -**

b =14cm $b_f$=54 cm

h =35cm $T_f$=8 cm

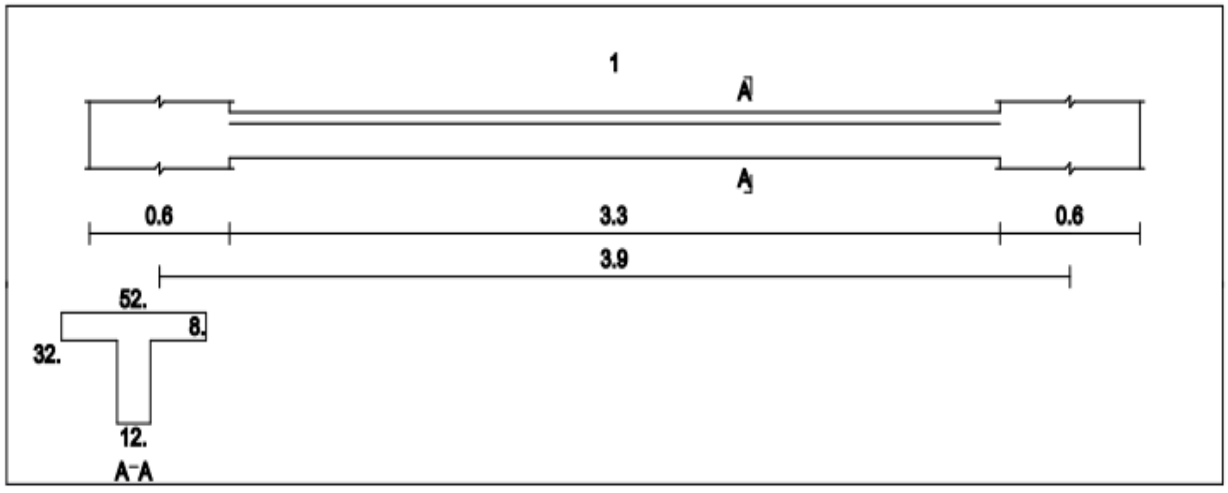



**Figure 4- 1 Rib geometry**

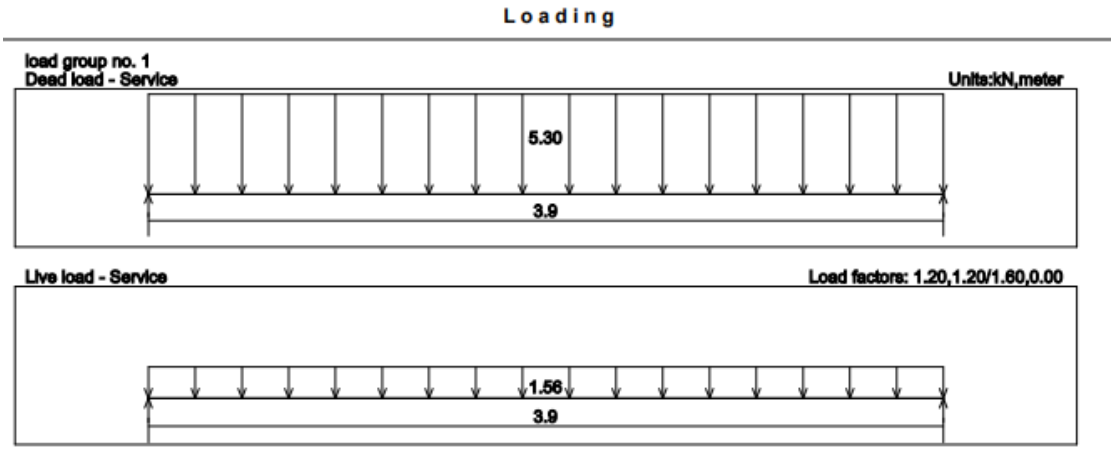



**Figure 4- 2 Loads on rib R18**

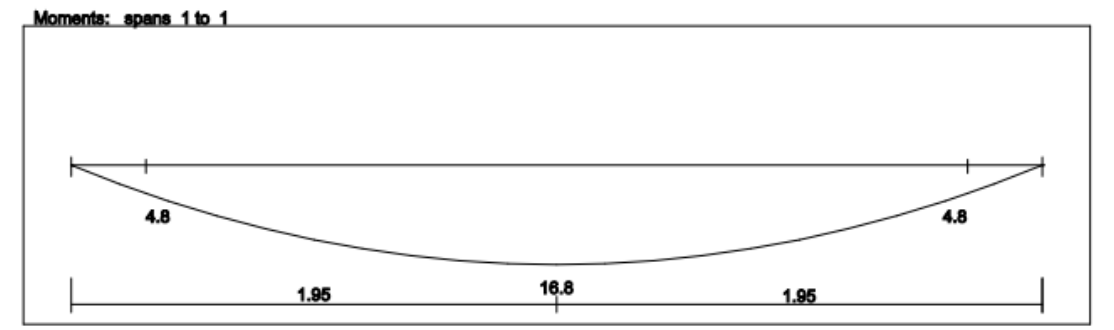



**Figure 4- 3 Moment envelop for rib R18**



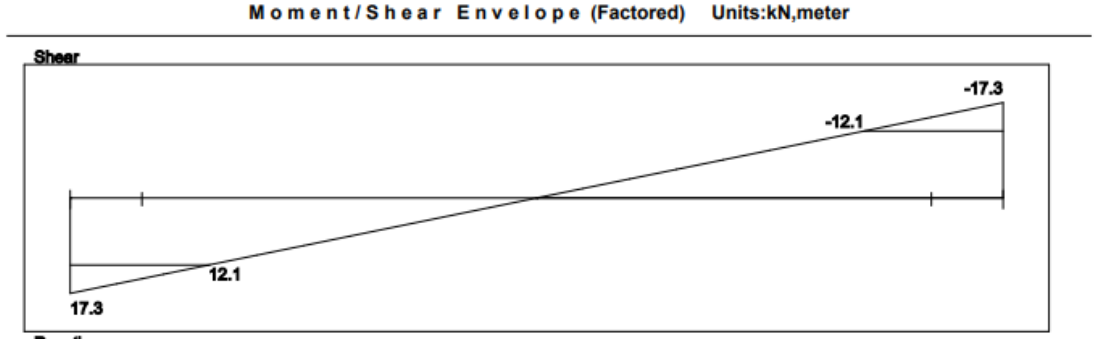



**Figure 4- 4 Shear envelop for rib R18**

### 4.5.1 Design of flexure: -

**Design of Positive moment of rib (RIB 18):**

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$= 284 mm.

→$M_{u\ max}$ = 16.8 KN.m

$be \leq$ Distance center to center between ribs = 400mm…… Controlled.

≤ Span/4 = 4000/4 = 1000 mm.

≤ (16* $t_f$) + $b_w$ =(16* 80) +120 =1400 mm.

→**$b_E$= 520 mm.**

→ $M_{nf} = 0.85\ f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.284 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 207.068\ KN.m$

ϕ$M_{nf}$ = 0.9 * 207.068 = 186.36 KN.m

→ϕ$M_{nf}$ =186.36> $M_{u\ max}$= 16.8 KN.m.

∴ **DESIGN AS RECTANGULAR SECTION**.

**1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 16.8 KN.m**

$M_n$ = Mu /ϕ =16.8/ 0.9 = 18.67 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{18.67*10^6}{520*(284)^2} = 0.445$ MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.445*20.58}{420}}\right) = 0.00107$

→$A_s = \rho$ * b *d = *0.00107* * 520 * 284= 158.0176 $mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 284 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 120 * 284$

= 99.38 $mm^2$<113.56 $mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 113.56 $mm^2$<$As_{req}$ = 158.0176 $mm^2$.

∴ As = 158.0176 $mm^2$.

2 Φ12 =226.2 $mm^2$>$As_{req}$ = 158.0176 $mm^2$. OK.

∴ **Use 2 Φ12**

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * $f'_c$ * b * a

226.2* 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 38.8 mm.

$f'_c$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85}$ = 45.66 mm.

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{284-45.66}{45.66} * 0.003 = 0.0156 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK!

## 4.5.2 Design of shear of rib (RIB 1):

**1) Vu = 12.1 KN.**

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

$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.284 * 10^3 = 30.61$ KN.

$\phi V_c = 0.75 * 30.61 = 22.95$ KN.

**→Check for Cases: -**

1- Case 1: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$12.1 \leq \frac{22.95}{2} = 11.47$

**∴ Case (1) is NOT satisfied**

2- Case 2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$11.47 \leq 12.1 \leq 22.95$

**∴ Case (2) is satisfied → shear reinforcement is required.**

**Try 2Φ8: -**

$\frac{100.5 * 420 * 284}{S} = 22.95 * 10^3 \rightarrow S = 522.33$ mm.

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142$mm. … **Control**

≤ 600 mm.

**∴ Use 2Φ8 @ 15 Cm**

**Material: -**

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

**Section: -**

B = 60 cm

h =32 cm

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of no prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$h_{min}$ for both-end cont. = L/21

=380/21 = 18.09 cm.

→Select Total depth of beam **h=32cm**

| | |
|---|---|
| *Beam:* B2 | *Code:* ACI318 |
| *Project:* 1 | *Page:* 5 |
| *Designed by:* | *Date:* 23/12/22 |

Geometry Units:meter,cm

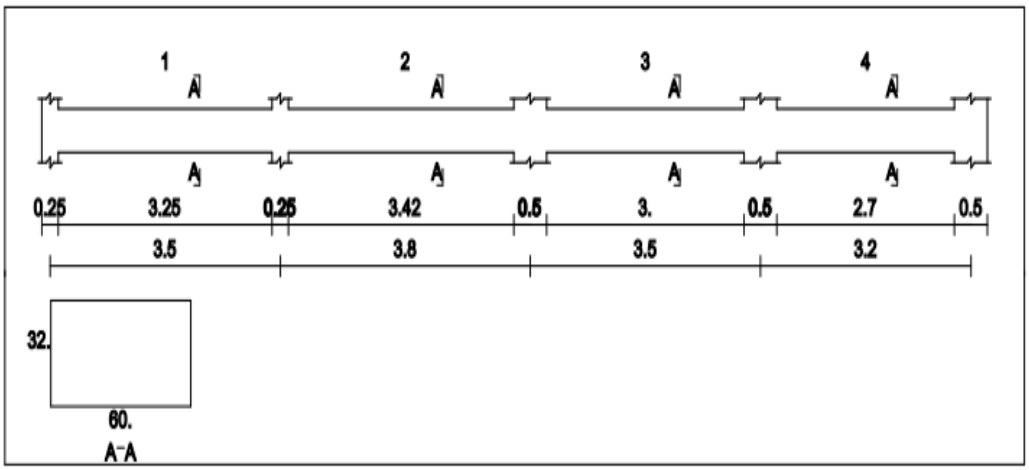



**Figure 4- 5 Beam 43 Geometry**

Loading

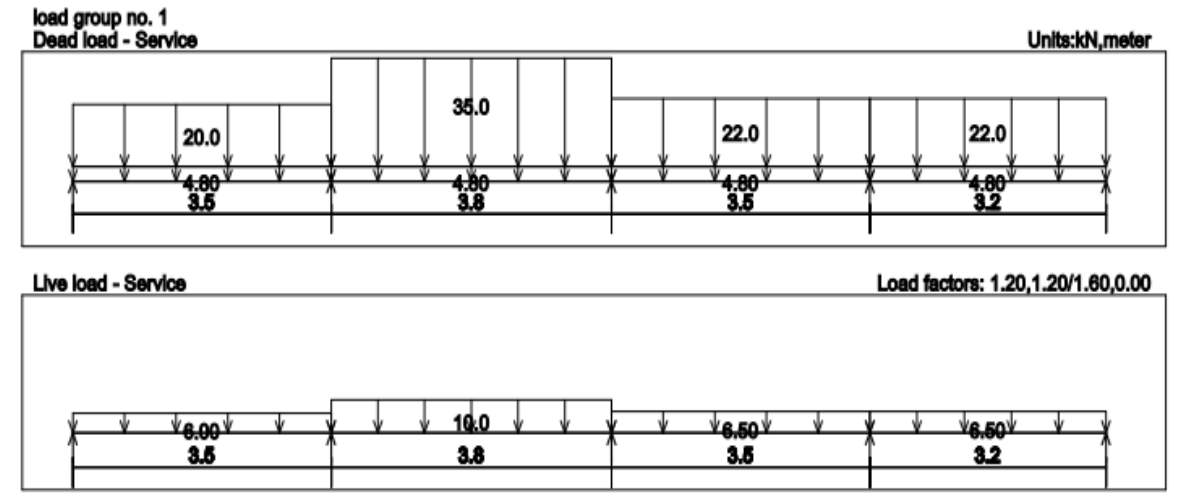



**Figure 4- 6 Loads on Beam 43**

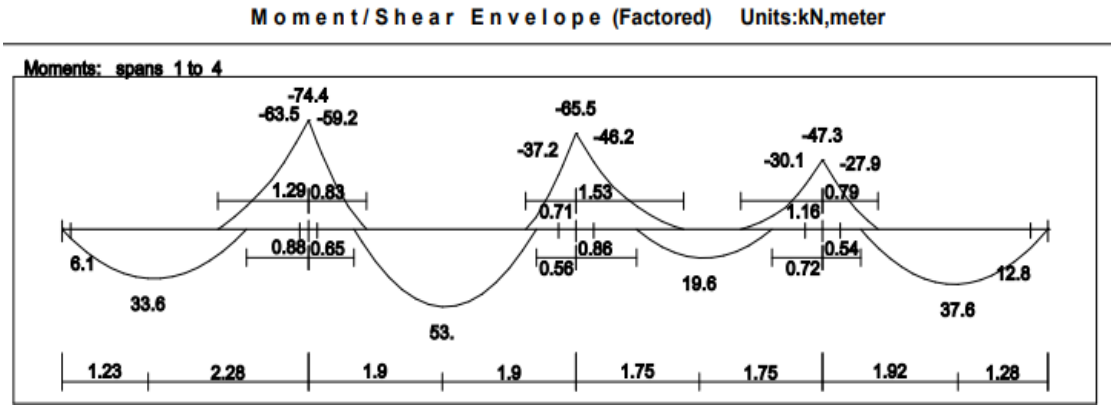



**Figure 4- 7 Moment Envelop for Beam 43**

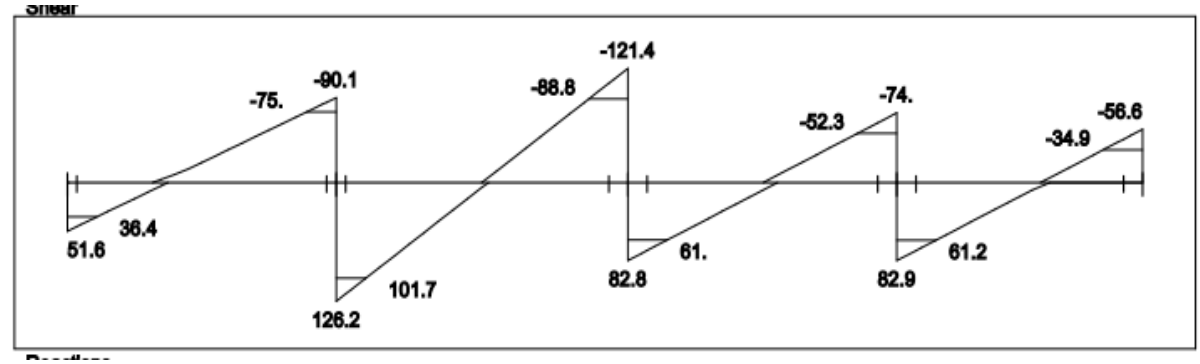



**Figure 4- 8 Shear Envelop for Beam 43**

## 4.6.1 Design of flexure: -

### Design of Positive moment: -

→$Mu_{max}$ =53 KN.m

$b_w$ = 60Cm. h =32 Cm.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

=320 – 40 – 10 – $\frac{14}{2}$ =263mm

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 263$=112.71mm.

$f_c'$ = 24 MPa < 28 MPa→$\beta_1$ = 0.85

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 112.71 = 95.8mm.$

*Note:

$M_{n\,max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24 * 1 * 0.0958 * (0.263 - 0.0958/2) * 10^3$

$=420.37$ KN.m

$\epsilon_s = 0.004$

$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

$\rightarrow \phi Mn_{max} = 0.82 * 420.37 = 344.7$ KN.m

$\rightarrow$ Mu = 53 KN.m< $\phi Mn_{max}$ 344.7 KN.m

**∴Singly reinforced concrete section.**

## 1) Maximum positive moment $Mu^{(+)} = 53$ KN.m

Mn = Mu /ϕ= 53/ 0.9 =58.9 KN.m .

**→m=20.6**

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{58.9*10^6}{1000*(263)^2} = 0.85$ MPa

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

$\frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.85*20.6}{420}}\right) = 0.00207$

$A_s = \rho * b * d = 0.00207*1000*520 = 1076.4\ mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b * d \ \geq \ \frac{1.4}{f_y} * b * d$

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 1000 * 520 \geq \frac{1.4}{420} * 1000 * 520$$

=1516.35mm$^2$<1733.33mm$^2$ …. Larger value is CONTROL

As= 1076.4 mm$^2$

Use Φ20…. As=154mm$^2$

#of bars= (1076.4/154) =7

∴ **Use 7Φ14…As=1078** > 1076.4mm$^2$

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

**Tension = Compression**

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

1078* 420 = 0.85 * 24 * 1000* a

a = 22.2 mm.

$f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.2}{0.85}$ = 26.12 mm.

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{520-26.12}{26.12}$ * 0.003 = 0.0567 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 … OK!

## 4.6.2 Design of shear: -

**1) Vu = 101.7 KN .**

ϕVc = ϕ * $\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$ * b * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 1000* 520 * 10-$^3$ = 318.43KN.

**\→ Check For Cases:-**

1- Case1 :

$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$ .

$101.7 \leq \frac{318.43}{2} = 159.21$

**∴ Case (1) is satisfied**

Try 2Φ10 =2 * 78.5 = 157 $mm^2$.

$\frac{2*78.5*}{S} = \frac{420*520*11.68 * 10^{-3}}{180} \rightarrow$ s = 1471.68mm

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{520}{2}$ = 260 mm …. CONTROL

≤ 600 mm.

**∴ Use Φ10 @ 20Cm 2L.**

### 4.7 Design of two way ribbed slab

## 1. Approximate method:

Approximate value of minimum(h) according to ACI

Minimum (h) ≥ (Maximum clear perimeter/180)

Minimum (h) ≥ (2*6.40+2*6.40)/180=14.22 cm

Select (h=32cm) > minimum (h); 8cm Topping+24cm Block

## 2. accurate method:

All exterior and interior beams have a rectangular section of 60 width and 32cm depth:

$$\text{I for beam} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\text{I for beam} = \frac{60 * 32^3}{12}$$

=163840 $cm^4$

The moment of inertia for the ribbed slab:

Be =52cm was defined in one way ribbed slab

$$yc = \frac{40 * 8 * 4 + 35 * 12 * 17.5}{40 * 8 + 35 * 12}$$

=12.17 cm

$$\text{I for rib} = \frac{52 * 12.17^3}{3} - \frac{40 * 4.17^3}{3} + \frac{12 * 22.83^3}{3}$$

=87000 $cm^4$

## Slab section for exterior beam

Short direction: L=6.40 m =640cm

$$Is = \frac{Irib * (\frac{l}{2}L + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{87000 * (\frac{640}{2} + 60)}{52}$$

=647722.57$cm^4$

Slab section for interior beam

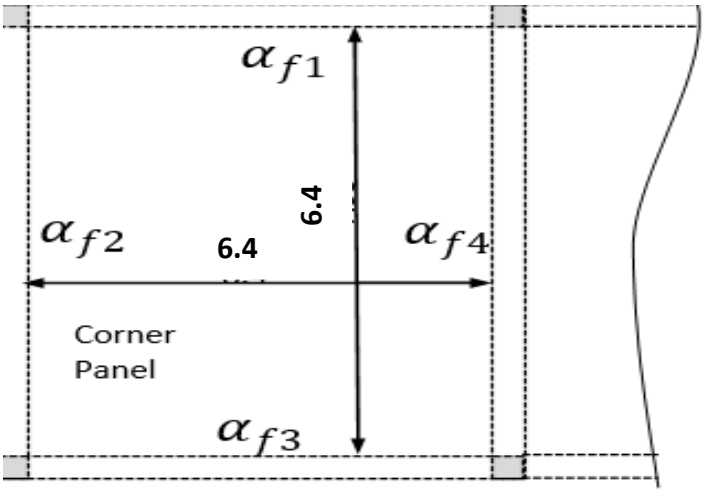



**Figure 4- 9 Two way rib case**

$$\alpha = \frac{Ib}{Is}$$

α1=1080000/1214077.015=0.889

α2=1080000/647722.57=1.667

α3=1080000/663029.45 =1.628

α4=1080000/1214077.015=0.889

αfm=(0.889+1.667+1.628+0.889)/4

= 1.268 <2.0 the minimum slab thickness will be :

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$$

$$h = \frac{8400\left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 5 * 1.06(1.268 - 0.2)}$$

=199.07 mm>125mm

β=7.03/6.84=1.03

First trial thickness h=320mm >199.07 mm_ok

Take slab thickness $h_{slab}$ 320mm ,80mm topping ,240mm concrete block

## Load calculation:

| Material | Quality Density $KN/\ m^3$ | $W = \gamma \cdot V$ $KN$ |
|---|---|---|
| Tiles | 23 | $21\times 0.03 \times 0.52\times 0.52 = 0.128$ |
| mortar | 22 | $21 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.122$ |
| Sand | 17 | $15\times 0.07 \times 0.52 \times 0.52 = 0.306$ |
| Reinforced Concrete Topping | 25 | $25 \times 0.08 \times 0.52 \times 0.52 = 0.583$ |
| Reinforced Concrete Rib | 25 | $24\times 0.24 \times 0.12 \times (0.52 + 0.4) = 0.852$ |
| Concrete Block | 12 | $9 \times 0.24\times 0.4 \times 0.4 = 0.388$ |
| Plaster | 22 | $21 \times 0.02\times 0.52 \times 0.52 = 0.122$ |
| For ceiling | 1.25 | $1.15 \times 0.52\times 0.6\times 0.52 = 0.20$ |
| Partitions 2 $KN/\ m^2$ | | $2\times 0.52 \times 0.52 = 0.583$ |
| Total Dead Load, $KN$ | | 3.15 |

$$DL = \frac{3.15}{0.52\times 0.52} = 11.65\ \text{KN/m2}$$

$$W_D = 1.2 \cdot 11.65 = 13.98 KN/m^2$$

Live Load of slab:

$LL = 3\ KN/m^2$

$w_L = 1.6 \cdot 3 = 4.8 KN/m^2$

$$w = 13.98 + 4.8 = 18.78\ KN/m^2$$

## Moments calculations:

$$M_a = C_a w l_a^2 \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l_b^2$$

La/Lb = 1

## Design of bending moment:

Ma,pos ,DL=0.027*13.98*6.4$^2$

= 16.90 KN.m/m

Mb,pos ,DL=0.018*13.98*6.4$^2$

= 11.27 KN.m/m

Ma,pos,LL=0.032*4.8*6.4$^2$

=11.84 KN.m/m

Mb,pos,LL=0.032*4.8*6.4$^2$

=11.84 KN.m/m

Ma,pos =16.90+11.84=28.74 KN.m/m

Mb,pos =11.27+11.84=23.11 KN.m/m

Mb,neg =Ma.neg=0.05*21.54*6.4$^2$=44.11KN.m/m

## ***Design of positive moments:-***

Mu=28.74 KN.m

ØMn =Mu

Mn=28.74/0.9=31.9 KN.m

Assume bar diameter Ø18 for main reinforcement

d=320-20-8-18/2=283mm

Rn=Mn/(b*d$^2$)

=31.9/(520*283$^2$)

=0.603 Mpa

m=fy/(0.85 fc)

=(420/.85*24)

=20.58

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

$$= \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.603 * 20.58}{420}}\right)$$

=0.00146

As=0.00146*520*283=246.77 mm2

## Check of As min:

As,min= 0.25*(√fc'/ fy)*bw*d ≥ 1.4/fy *bw*d

128.19<146.53 $mm^2$

As min = 146.53 mm2 < As req = 246.77 mm2

∴As = 246.77 mm2 …. control

2Φ14= 308 mm2 > Asreq = 246.77mm2 OK

**∴ Use 2 Φ14**

## Check for strain:

($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * fc' * bw * a

308 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 11.75 mm

fc' = 24 MPa< 28 MPa→ β = 0.85

c=a/β = 11.75/0.85 = 13.82 mm

$\varepsilon_s$=(d-c)/c * 0.003

∴ ϕ =0.9 0.065 > 0.005 Ok

***<u>Design of negative moments:-</u>***

Mu=49.8 KN.m

Mn=$\frac{Mu}{\emptyset}$

=49.8 /0.9=55.3 KN.m

Assume bar diameter ∅16 for main reinforcement

d=320-20-8-16/2=284 mm.

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

=55.3*$10^6$/(520*$284^{2)}$

=1.04 Mpa

`

m=420/(0.85*24)=20.58

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

=$\frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.04*20.58}{420}}\right)$

=0.0025

As=0.0025*120*284=109.9 $mm^2$

As,min= 0.25*(√fc'/ fy)*bw*d ≥ 1.4/fy *bw*d

128.19<146.53 $mm^2$

As min = 146.53 mm2 < As req = 109.9mm2

∴ As = 146.53 mm2 control

2Φ12 = 226.2 mm2 > Asreq = 146.53mm2 OK

**∴ Use 2 Φ12**

## Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * fc' * bw * a

226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 8.624 m

fc'= 24 MPa< 28 MPa→ β = 0.85

c=a/β = 8.624/0.85 = 10.15 mm

εs =(d-c)/c * 0.003

Ok 0.089 > 0.005

∴ ϕ =0.9

## ***Design of shear:***

$W_b$= 0.5

The total load on the panel being =(6.4*6.4*21.54=882.27 KN

The load per rib at the face of short beam is (0.5*882.27*0.52)/(2*6.40)=19.77KN

$V_{ud}$ =$Vu_{face}$-(Wu*bf*d)=19.77-(21.54*0.52*0.284)=16.13 KN

The maximum shear force at the distance d from the face of support, Vu = 16.13 KN

Vc = 1.1(√fc' /6 * bw * d)

= 1.1(√24/6 * 120 * 284) = 39.35 KN

ϕVc = 0.75 * 39.35= 29.5 KN

**Case1**: Vu ≤ (ϕVc)/2

32.82 < 29.5/2 =14.75 ∴ Case (1) is not satisfied

**Case2**: Vu ≤ (ϕVc)

29.5/2=14.75<16.13 < 29.5 OK

∴ Case (2) is satisfied

∴ shear reinforcement is required

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 0.284 * 10^3 = 13.42$ KN.

$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 0.284 * 10^3 = 14.61$ KN …. CONTROL.

∴$Vs_{min}$ = 16.13 KN.

**Try 2Φ8: -**

$\frac{100.5*420*284}{S} = 16.13*10^3 \rightarrow S = 819.6$mm.

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142$ mm. … **Control**

≤ 600 mm. **∴ Use 2Φ8 @ 15 Cm**

## 4.8 Design of column (C5)

### Calculation of Loads act on Column (C5)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the system on etabs

**Dead Load** = 1000 KN (service)

**Live Load** = 350 KN (service)

Loads acting on column (C9) are as follows:

**Factored loads (Pu)** = 1350 KN

### Calculation of Required Dimension of Column (C9)

Total load Pu = 1350KN

Pn = 1350 /(0.65) = 2076.92 KN

$\rho g = 2.0\ \%$

$\mathrm{Pn} = 0.8 * \mathrm{Ag}\{0.85 * \mathrm{fc}' + \rho\mathrm{g}(\mathrm{fy} - 0.85\mathrm{fc}')\}$

$2076.92 * 10^{-3} = 0.8 * \mathrm{Ag}[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$

$\mathrm{Ag} = 1830.6\ cm^2$

**∴Select 30*65cm with Ag = 1950 cm².**

- **Check Slenderness Effect :**

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$ , then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{Klu}{r}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 3.05 m

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

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

**System about X**

$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.05}{0.3 * 0.65} = 17.5$

$\lambda \leq 34 - 12(1) = \mathbf{22} \leq 40$

$\lambda = 17.5 < 22$ ∴ Short about X and Y .

**System about Y**

$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.05}{0.3 * 0.65} = 17.5$

$\lambda \leq 34 - 12(1) = \mathbf{22} \leq 40$

∴ Column is Short , So Slenderness effect will not be considered.

## Calculation of Required Reinforcement Ratio

Since Column is short and slenderness effect will not be considered, then Design Strength of column can be calculated using the following equation :

$\phi Pn = 0.65 * 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85fc')\}$

Where , Pu = 1350 KN

$1350 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * 650 * 300\{0.85 * 24 + \rho(420 - 0.85 * 24)\}$

$\Rightarrow \rho_g = 0.0257 > \rho_{min} = 0.01 \ \& < \rho_{max} = 0.08$

As req = 0.0102 *650 *300 =1802mm$^2$

Use Φ 14 >> $\#\ of\ bar = \frac{1802}{154} = 12$

∴ **Use 12 Ø 14 with As = 1848 mm² >As $_{req}$ = 1802mm²**

- **Check spacing between the bars :**

S = $\frac{600-2*40-2*10-6*14}{5} = 70\ mm$

S = 76 mm $\geq 40mm$

$\geq 1.5db = 37.5\ mm$

Determination of Stirrups Spacing

<u>According to ACI :</u>

$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b(\text{Longitudinal. bar. diameter}) = 16 \times 1.8 = 28.8\ \text{cm.}$

$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t(\text{tie. bar. diameter}) = 48 \times 1.0 = 48\text{cm.}$

$\text{Spacing} \leq \text{Least. dim e nsion} = 40\ \text{cm}$

∴ **<u>Select Ø 10/20cm</u>**

Column (C9) Section is shown in figure(4-11) where bars arrangement and stirrups detailing appear :

## 4.9 Design of Isolated Footing (F1)

### Loads that act on footing F5 are :

- PD =1000 kN , PL = 350 kN
- Pu = 1.2 * 1000 + 1.6*350= 1760 kN

The following parameters are used in design :

- $\gamma$ concrete = 25 kN/m$^3$
- $\gamma$ soil = 18 kN/m$^3$
- $\sigma$allow = 500 kN/m$^2$
- clear cover = 5 cm

### Determination of footing dimension (a)

Footing dimension can be determined by designing the soil against bearing pressure .

→ Assume h = 50cm

→ $\sigma_{b(allow)net}$ = 500 – 25*0.50 – 0.25*18 - 5 = 465.75 kN/m²

→ $A = \frac{P_n}{q_{a.net}} = \frac{1000+350}{465.75} = 2.89\ m^2$

→ $l = \sqrt{A} = \sqrt{2.89} = 1.40\ m$

→ Select $l = 1.45\ m$

### Determination of footing depth (h)

To determine depth of footing both of one and two way shear must be designed.

→ $q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{1760}{2.89} = 608.9\ KN/m^2$

### Design of one way shear

$d$ = h – $cover$ – Ø = 500 – 50 – 16 = 434$mm$

→ Vu at distance d from the face of column

$V_u = q_u b(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d)$

$= 608.9 * 1.45\left(\frac{1.45}{2} - \frac{0.6}{2} - 0.434\right)$

$= 1048\ KN$

Ø Vc = 0.75 * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{fc'}$ * b * d

= 0.75 * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{28}$ * 1450 * 434 =1402.5 kN >Vu

∴ **h = 75 cm is correct** ✓

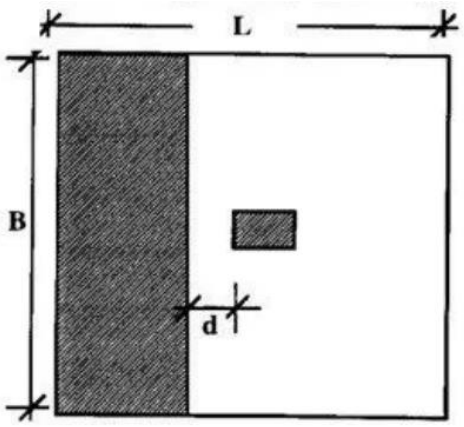



**Figure 4- 10 One way shear**

## Design of Punching (two way shear)

→ $d = 434\ mm$

→ $b_o = 4(0.6+0.434) = 5136$ mm

→ Bc = 1

→ αs = 40 (interior column)

Vu = 597.3(1.45*1.45-(0.6+0.434)(0.6+0.434)) = **4560 kN**

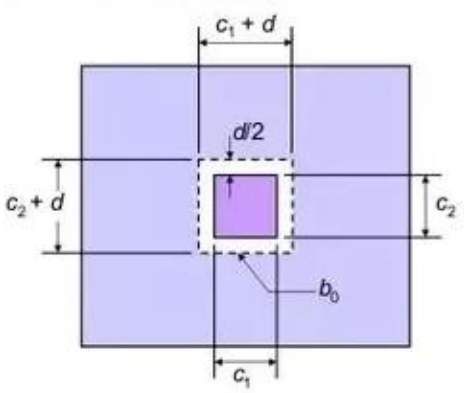



**Figure 4- 11 Two way Shear (Punching)**

ØVc is the smallest of :

1. $Vc = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{fc} \times b_o \times d$

   $= \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{1}\right) \times \sqrt{28} \times 5136 \times 434 \times 10^{-3} = 9294.6KN$ ◄ **cont.**

2. $Vc = \frac{1}{12}\left(\frac{\propto_s \times d}{b_o}+2\right) \times \sqrt{fc} \times b_o \times d$

   $= \frac{1}{12}\left(\frac{40 \times 434}{5136}+2\right) \times \sqrt{28} \times 5136 \times 434 \times 10^{-3} = 11350.4\ KN$

3. $Vc = \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times b_o \times d$

   $= \frac{1}{3} \times \sqrt{28} \times 5136 \times 434 \times 10^{-3} = 6196.4\ kN$

→ ØVc = 0.75 × 6196.4 = **4647.3** kN > Vu = **4560** kN

∴ **h = 50 cm is correct ✓**

## Design of Reinforcement

Mu = 597.3 *1.25*1.45*(1.25/2) = 1446.6 kN.m

→ $m = \frac{Fy}{0.85*Fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.64$

→ Mn = 1446.6/0.9 = 1607.3 kN.m

→ Rn $= \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{1607.3*10^6}{1450*434^2} = 1.1$ MPa

→ $\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*Rn*m}{Fy}})$

$= \frac{1}{17.64} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*1.1*17.64}{420}}) = 0.0026$

→ Asreq = $\rho * b * d = 0.0026 * 1450 * 434 = 2258.6$ mm$^2$

→ As (min) = 0.0018*b*h = 0.0018*1450 * 500 = 1305 mm$^2$

→ Asreq > As (min)

∴ **Select for both directions: 22Ø12 with As = 2486 mm$^2$ > Asreq … (ok)**

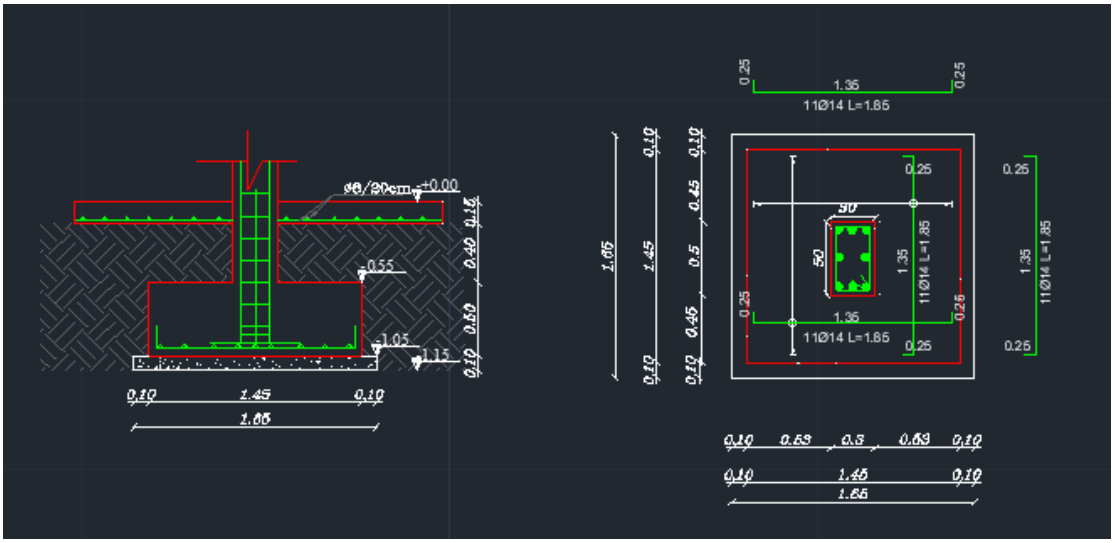



**Figure 4- 12 Foundation F1 Reinforcement**

## 4.10 Design of Stairs

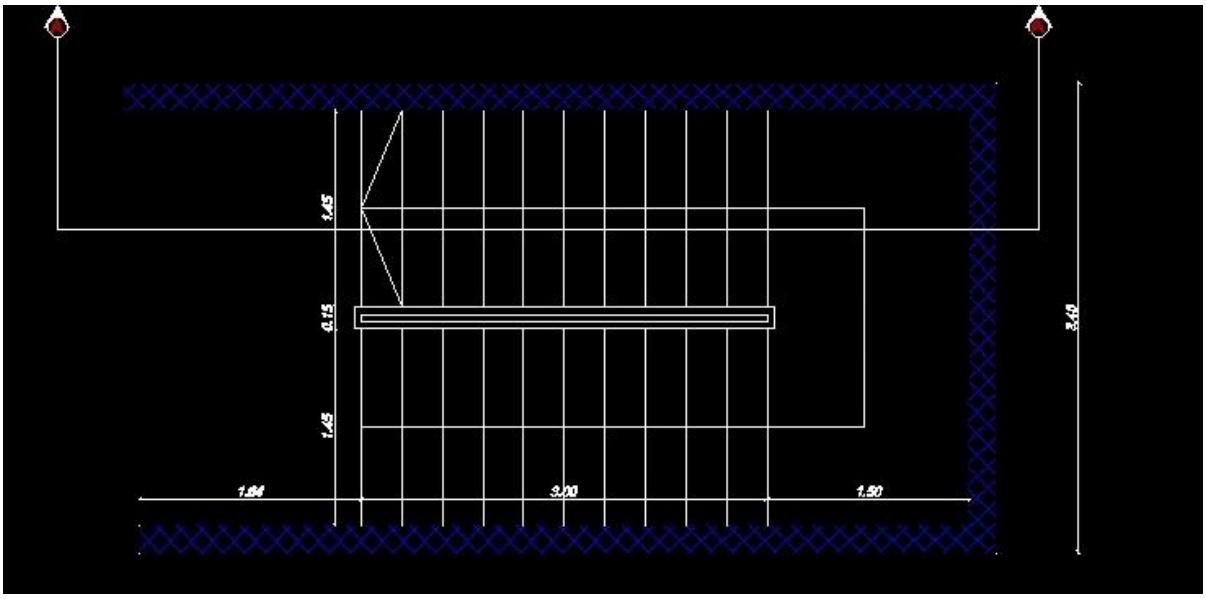



**Figure 4- 13 Stair**

## Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure (4-22) and the following steps explain the design procedure of the flight :

1. Determination of flight thickness :

Limitation of deflection: h ≥ minimum h

h (min) = L/20 = 250/20 = 12.5cm

∴ Select h = 15 cm, but shear and deflection must be checked

Angle (α): tan(α) = 16/30 → α = 28.1°

2. Loads calculation :

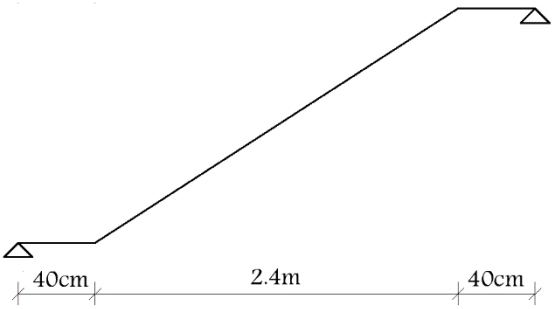
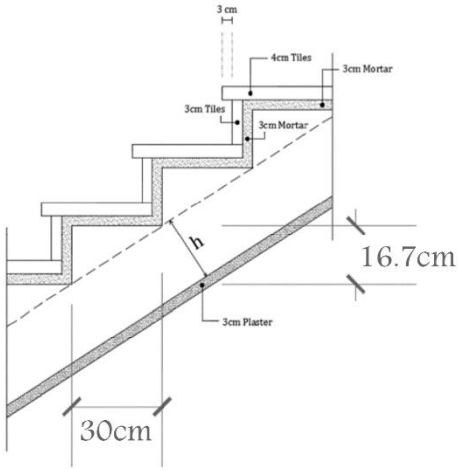



**Figure 4- 14 Structural System of flight**

Figure (4-23) shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.




Table(4- 1): Calculation of Dead Loads that act on Flight

| Flight Dead Loads | |
|---|---|
| Flight = (0.15 * 25*1)/ cos(28.1) =4.25 kN/m | 16 cm |
| Plaster = (0.03 * 22*1)/ cos(28.1) =0.75 kN/m | |
| Hor.Mortar =0.03*22*1 =0.66 kN/m | |
| Ver.Mortar = $0.03*22*(\frac{0.16}{0.3})$ = 0.352 kN/m | |
| Hor.Tiles = $0.04*23*(\frac{33}{30})$ = 1 kN/m | |
| Ver.Tiles = $0.03*23*(\frac{0.16}{0.3})$ = 0.368 kN/m | |
| Triangle =0.5*0.16*25 =2 kN/m | |
| Sum=9.4 kN/m | |

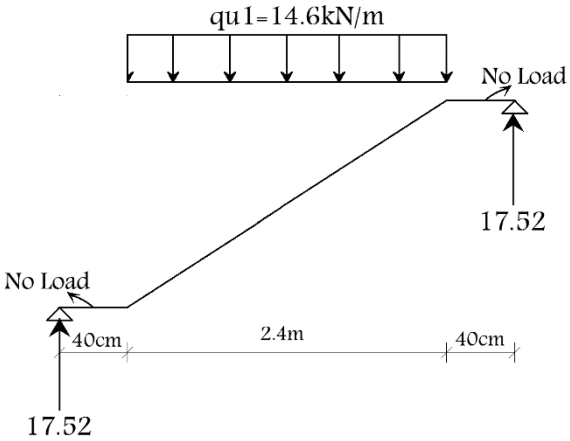
Factored Load

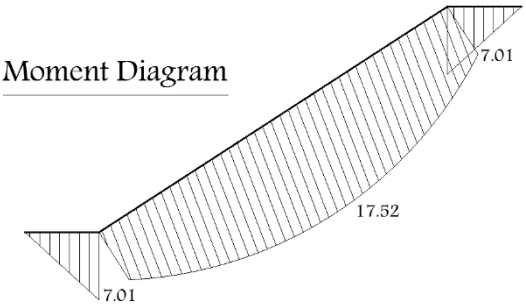
qu= 1.2 *9.4 + 1.6*2 = 14.6 kN/m

Vu= 14.6*2.4/2 = 17.52 kN

## 3. Analysis :

The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight :



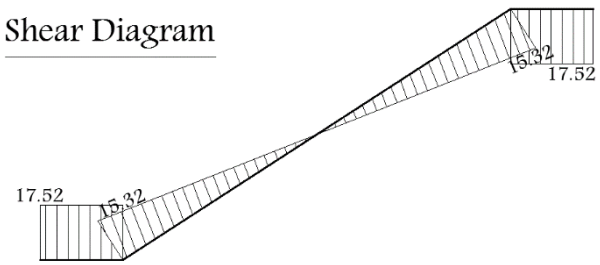




**Figure 4- 15 Anlaysis of flight**

## 4. Design :

- **Design of Shear Force :**

d=150-20-(12/2) = 124 mm

$Ø \times Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{Fc'} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 124$

= 75.9 kN > Vu max = 15.32 kN

∴ No Shear Reinforcement is Required#

- **Design of Bending Moment :**

→ $m = \frac{Fy}{0.85 * Fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

→ $Rn = \frac{Mu/Ø}{b * d^2} = \frac{17.4 * 10^6 / 0.9}{1000 * 124^2} = 1.26$ MPa

→ $\rho = \frac{1}{m} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn * m}{Fy}}) = \frac{1}{19.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.26 * 20.6}{400}}) = 0.0031$

→ $Asreq = \rho * b * d = 0.0031 * 1000 * 124 = 384.4$ mm²

→ As min = 0.0018 *1000*16.7 = 300.6 mm²

∴ Select **Ø12/20 with As = 565 mm²** > As req …. For Main Reinforcement

For secondary Reinforcement select **Ø10 /20 with As=395 mm²** = As min

→ Check Spacing :

20cm < **S max** = 3 * 15 = **45 cm … ok**

< **45 cm**

→ Check Strain:

C = T

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

0.85*24*a*1000 = 300.6 *420

a = 5.89 mm → c = a/β = 5.89/0.85 = 6.18 mm

$\varepsilon_s = \frac{0.003 * d}{c} - 0.003 = \frac{0.003 * 124}{6.18} - 0.003$

∴ **$\varepsilon_s$ = 0.057 > 0.005 …. Ø = 0.9 (OK)**

## Design of Landing

The structural system of the landing is shown in figure (4-25) and the following steps explain the design procedure of it :

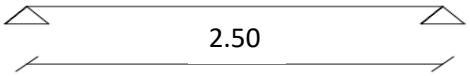



**Figure 4- 16 Structural System of landing**

- Determination of Landing thickness :

  Limitation of deflection:

  h ≥ minimum h

  h (min) = L/20 = 250/20 = 12.5 cm

  ∴ Select h = 15 cm , but shear and deflection must be checked

- Loads calculation :

  Figure (4-26) shows a section in the landing in which the layers carried by the landing appear.

Table(4- 2):Calculation of Dead Loads that act on Landing

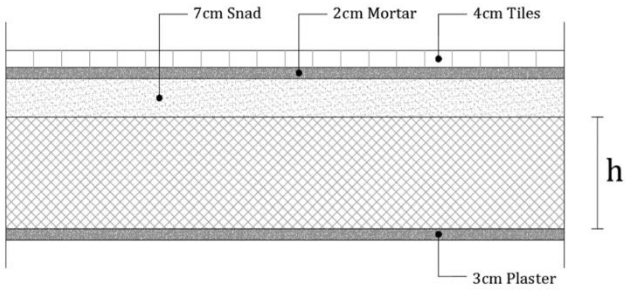



**Figure 4- 17 Section in the landing**

| Landing Dead Loads |
|---|
| Tiles = 0.03*23*1=0.7 kN/m |
| Mortar = 0.03*22*1=0.4 kN/m |
| Sand = 0.07*16*1=1.1 kN/m |
| Slab = 0.15*25*1=3.75 kN/m |
| Plaster = 0.02*22*1=0.4 kN/m |

| Sum = 6.35 kN/m |
|---|

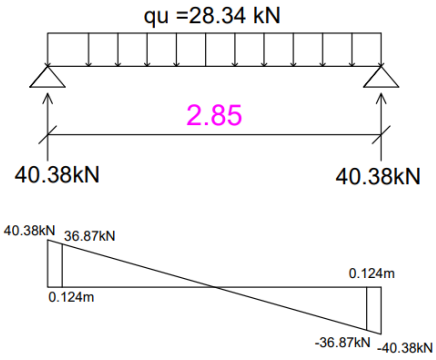
Factored Loads :

qu = 1.2*6.35+1.6*2 = 10.82 kN/m

**The landing carries ( dead load & live load of landing + support reaction resulted from the flight)**

**qu** = 10.82 + Support reaction of flight = 10.82 + 17.52 = **28.34 kN/m**

→ **Analysis :**




**d= 150-20-(12/2) = 124mm**

**Vumax**= 40.38 – (28.34*0.124) = **36.87 kN**

**Mu max** = $\frac{28.34*2.85^2}{8}$ = **28.77 kN.m**

**Figure 4- 18 Analysis of landing**

**Shear Force Design :**

d=124mm & Vu max=36.87 kN

Ø×Vc = 0.75 * $\frac{1}{6}$*$\sqrt{24}$ * 1000 * 124=75.9kN > Vu max = 36.87 kN

∴ No Shear Reinforcement is Required #

→ **Bending Moment Design : (Mu max = 28.77 kN.m)**

- m = 20.6
- Rn = $\frac{28.77*10^6/0.9}{1000*124^2}$ = 2.08 MPa
- $\rho = \frac{1}{20.6} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*2.08*20.6}{420}}) =$ 0.00523
- Asreq = $0.00523 * 1000 * 124 =$ 649.1 $mm^2$

- As min = 0.0018 *1000*150 = 270 $mm^2$

∴ Select **Ø12/15cm with As =** $\frac{\pi * 14^2}{4} * \frac{100}{15}$ **= 753 $mm^2$** > As req …. For Main Reinforcement

- Check Spacing :

  15cm < **S max** = 3 * 15 = **45 cm … ok**

  < 45cm

- Check Strain:

  C = T

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

  0.85*24*a*1000 = 753 *420

  a = 15.5 mm → c = a/β = 15.5/0.85 = 18.24 mm

  $\varepsilon_s = \frac{0.003*(124-18.24)}{18.24}$

  ∴ **$\varepsilon_s$ = 0.0174 > 0.005 …. Ø = 0.9 (OK)**

The following figure shows section A-A of the stairs in which reinforcement detailing appears .

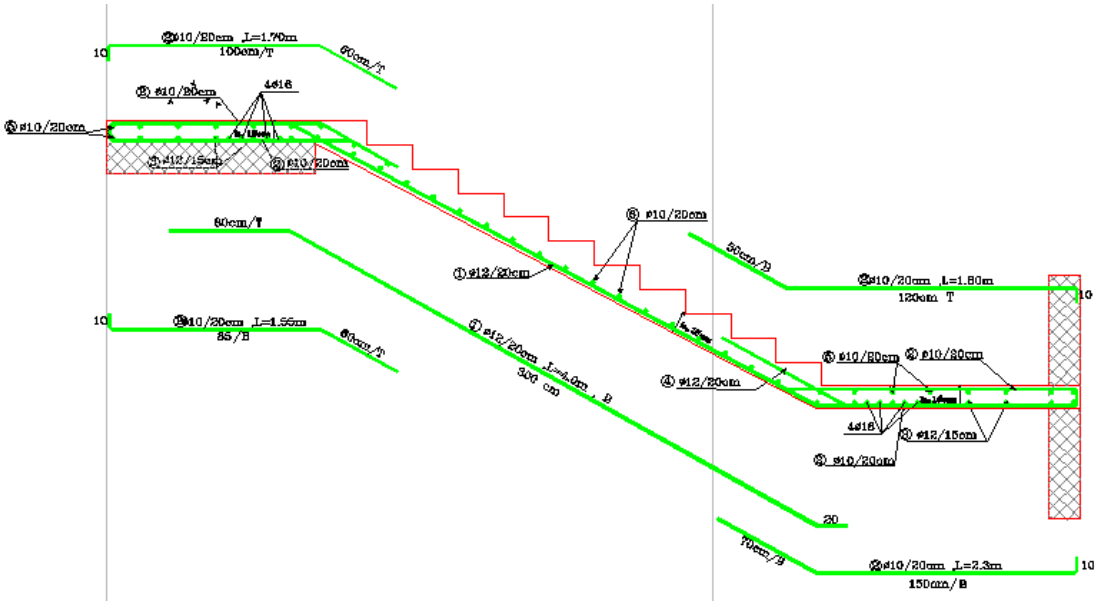


**Figure 4- 19 Stair reinforcement**

## 4.11 Design of shear wall

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W12.

The following data that used in design**:**

- Shear Wall thickness = h = 25 cm
- Shear Wall length Lw = 6.0m
- Building height Hw=18.9 m
- Critical section shear :

Lw/2=6/2=3 ….. control

hw/2=18.9/2=9.5

story height=3.15

→ d =0.8*Lw =0.8*6.0 = 4.8 m

4.11.1 Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete Vc:

- Shear Strength of Concrete is the smallest of :

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

= $\frac{1}{6}\sqrt{24} \times 250 \times 4800 = \mathbf{979.8\ kN} \ll$ Controlled

2- Vc = $0.27\sqrt{fc'} \times h \times d + \frac{Nu \times d}{4Lw}$

= $0.27\sqrt{24} \times 250 \times 4800 + 0 = 1587.3\ KN$

3- $Vc = \left[0.05 * \sqrt{fc'} + \frac{Lw\left(0.1\sqrt{fc'} + 0.2\frac{Nu}{Lw.h}\right)}{\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2}}\right] \times h \times d$

Where:

- Mu1= 920.5 kN.m

- $\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{920.5}{750.3} - \frac{6}{2} = -1.77 < 0$ → This equation is not applicable.

∴ $Vc = 979.8$ kN → $\emptyset Vc = 734.85 <$ Vumax[1] = 750.3 kN →Horizontal Reinforcement is Required.

$$\rightarrow Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{750.3}{0.75} - 979.8 = 20.6 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{Avh}{s} = \frac{Vs}{fy*d} = \frac{20.6*10^3}{420*4800} = 0.0102$$

but $\left(\frac{Avh}{s}\right) min = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = \mathbf{0.625} \ll$ Controlled.

→ Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select Ø10 :

Avh = 2 *79 = 158 mm$^2$

$\frac{Avh}{s} = 0.625 \rightarrow Sreq = \frac{158}{0.625} = 252.8\, mm$

Smax= Lw/3 = 6000/3 = 2000 mm

= 3h = 3*250 =750mm

$= 45cm \ll$ Controlled.

∴**<u>Select Ø10 @ 200 mm at each side.</u>**

4.7.2 Design of Vertical Reinforcement

$\rightarrow$ Avv = [0.0025 +0.5 (2.5-$\frac{\text{hw}}{\text{lw}}$)($\frac{\text{Avh}}{\text{Shor}*\text{h}} - 0.0025$)] $*$ h $*$ Sver

$$\frac{hw}{lw} = \frac{28}{6} = 4.667 > 2.50$$

$\rightarrow$ $\frac{\text{Avv}}{\text{Sver}}$ = [0.0025 +0.5 (0)($\frac{2*79}{250*250} - 0.0025$)] $*$ 250

$\therefore \frac{\text{Avv}}{\text{Sver}} = 0.5$

Smax= Lw/3 = 6000/3 = 2000 mm

= 3h = 3*250 =750mm

$= 45cm \ll$ Controlled.

Select Ø12 :

Avv = 2 *113 = 226 mm$^2$

$$\frac{\text{Avv}}{\text{s}} = 0.5 \rightarrow \text{Sreq} = \frac{226}{0.5} = 452 \text{ mm}$$

∴**Select Ø12 @ 150 mm at each side.**