1

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة

2-1 تعريف عام بالمشروع

3-1 أهداف المشروع

4-1 مشكلة المشروع

5-1 حدود المشروع

6-1 المسلمات

7-1 فصول المشروع

8-1 الجدول الزمني للمشروع

1-1 المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة ويسيرة بكافة ملامحها وأشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل للوصول إلى مبتغاه، إذ أنه اتخذ من البيوت كهوفا، ومن أوراق الأشجار وجلد الحيوان ثيابا، ومن الشعلة ضوءاً يستنير به من الظلام، وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

ومن خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، وكشف 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 والسلامة العامة.

هذه الاحتياجات لا تتحقق إلا بتوفر المكان المناسب الذي يشمل الإضاءة والتهوية والمساحة المناسبة، لذا ففريق العمل رأى أن يضع بين أيديكم دراسة إنشائية كاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة لنموذج يلبي هذه الحاجة وهو مستشفى.

1-2 تعريف عام بالمشروع

المشروع عبارة عن مستشفى يقع في مدينة حلحول، يتكون المبنى من خمسة طوابق، على قطعة أرض مساحتها 28 دونم، كما وبلغت مساحة البناء الكلية لجميع الطوابق حوالي 10000 متر مربع.

1-3 أهداف المشروع

تتلخص أهداف المشروع فيما يلي :

1- التصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية في المبنى، للخروج بمخططات تنفيذية كاملة وقابلة للتنفيذ على أرض الواقع بأسهل الطرق وأقل التكاليف، بما يحقق الوظيفة التي صمم من أجلها المبنى.

2- ملائمة التصميم الإنشائي للتصميم المعماري قدر الإمكان، بما يظهر القدرة الإنشائية للتعامل مع مختلف الأفكار والعناصر المعمارية في المبنى، وإخراج المبنى بصورة مميزة شريطة عدم التأثير على قدرة المبنى ومتانته.

3- تجسيد المعلومات والأفكار التي توافرت من خلال المساقات التي تمت دراستها واستخدامها بغية تحقيق التصميم المنشود.

4- اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

1-4 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمستشفى حلحول في مدينة الخليل، حيث تضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من العقدات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

1-5 حدود المشروع

اقتصرت الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

1-6 المسلمات

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

2- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs).

3- استخدام برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point and AutoCAD.

1-7 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

5- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

1-8 الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول الملحق رقم (1.1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق ما تم عمله خلال الفصل الدراسي الثاني:

جدول (1.1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الدراسي الثاني

للعام الدراسي 2015-2016

الأسبوع / المهمة	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع	■															
دراسة الموقع		■														
جمع المعلومات			■	■												
دراسة المبنى معمارياً					■											
دراسة المبنى انشائياً						■	■									
التحليل الإنشائي								■	■							
التصميم الإنشائي										■	■					
إعداد المشروع												■	■			
إعداد العرض														■	■	
عرض المشروع																■

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2-1 المقدمة

2-2 لمحة عن المشروع

2-3 موقع المشروع

2-4 وصف عناصر المشروع

2-5 وصف الواجهات

1-2 المقدمة

في النفس البشرية حاجة ماسة للإبداع –كانت ولا زالت– رفعت من خلالها حضارات واطاحت بأخرى، وكان سعي الإنسان لتحقيق هذه الغاية كبير، ولم تكد تقض أجيال حتى جاءت غيرها لتكمل مسيرة الإبداع البشرية المستمرة. وهذا ما يتمثل في يومنا هذا وشاهدة للعيان، فأبدع الفرعوني بأهراماته والاغريقي بتماثيله ومتاحفه ولحقهم الصيني بسوره العظيم وأكمل غيرهم المشوار.

ومن هنا تكمن أهمية التصميم لأي منشأ أو مبنى والذي يمر بعدة مراحل، بحيث تتمثل محطتها الأولى بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ، ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم انشاء هذا المبنى، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد موقع الأعمدة والمحاور.

ومن منظور طبي يجب النظر إلى الحاجة المطلوبة بأكمل وجه وبقدر الإمكان، وتكمن هذه الحاجة في تقديم رعاية طبية وهذا يتأتى من خلال التصميم المعماري الجيد للمبنى مع الأخذ بكل الاعتبارات التصميمية الخاصة بالمباني الطبية التي تتمثل في توزيع الأقسام وربطها ببعضها، وفي نفس الوقت فصلها لعدم تأثير أحدها على الآخر وتوفير المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغات الإنشائية، وتوفير التهوية والإضاءة المناسبة.

إن فكرة تصميم مستشفى حلحول الحكومي في مدينة حلحول كانت وليدة الواقع الصحي السيئ الذي تعيشه هذه المدينة في جانب الخدمات الصحية، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع للتفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المركز في حلحول التي هي في أمس الحاجة إليها.

2-2 لمحة عن المشروع

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، وكشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا ملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا؛ نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد، ويكون الحل وجود مستشفيات نموذجية تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة والسلامة العامة.

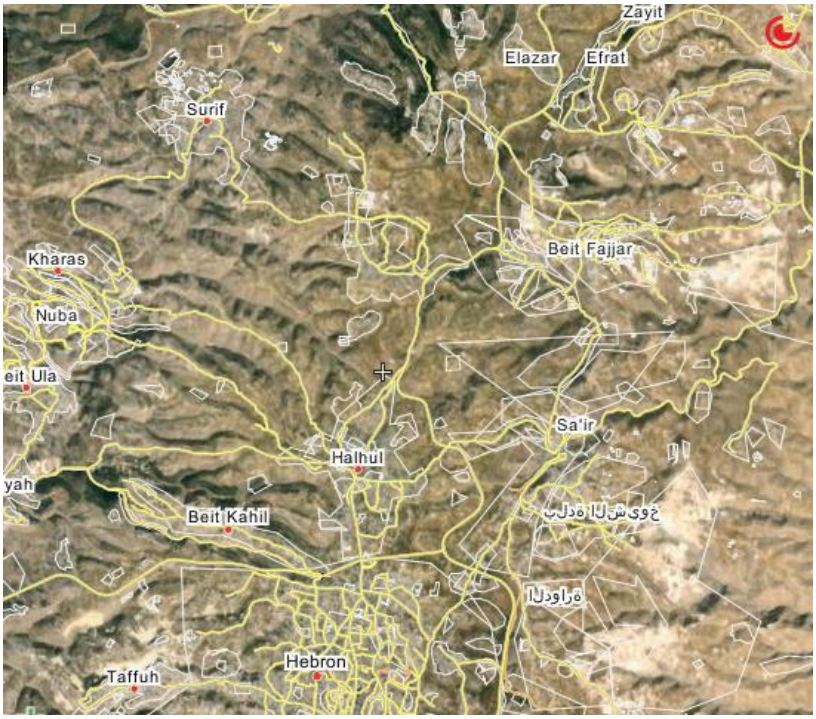
وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى عام يحقق الأهداف التي ذكرت آنفا ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية، ويتكون المشروع من خمسة طوابق والتي من ضمنها طابق تسوية وروف، تتدرج فيه المساحات وتتنوع الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

2-3 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 تصاغ العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عن الموقع ويشمل ذلك الشوارع والخدمات المحيطة، وارتفاع المباني المحيطة واتجاه الرياح السائدة، والضجيج ومسار الشمس.

تقع أرض المشروع في المنطقة الشمالية الشرقية لمدينة حلحول وهي ارض جبلية، و تم اختيار هذا الموقع لخدمة كل من المناطق التالية: سعير، بيت أمر، العروب، الجبعة، الشيوخ، و صوريف، لقرب الأرض من الشارع الإقليمي الالتفافي بالتالي احتمالية خدمة تلك المناطق أكثر من غيرها.



الشكل (1.2) خارطة حلحول

الشكل (2.2) الموقع العام

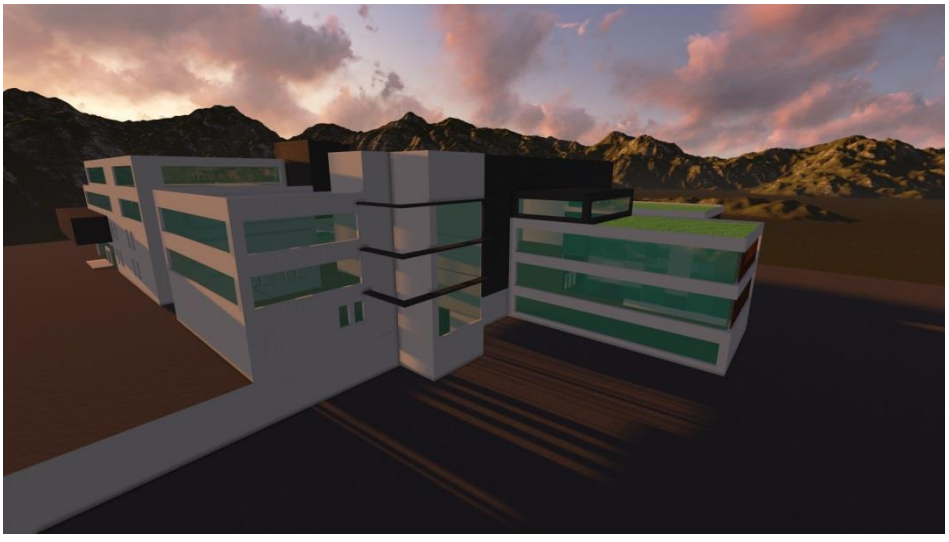
2-3-1 أهمية الموقع

- الموقع حدوده واضحة ومفصولا تماماً عن المناطق السكنية.
- تعدد الطرق المؤدية للموقع فهنالك طرق فرعية تحيط بالأرض من جميع النواحي، وأيضا الموقع قريب من الطريق الالتفافي.
- الموقع قريب من كافة الخدمات وهي في منطقة مرتفعة وهادئة، كما أن الموقع على اتصال مع شبكات الطرق الرئيسية ومع الشارع الالتفافي ولا يوجد أي مصدر لإثارة التلوث أو الضوضاء.

2-3-2 حركة الشمس والرياح

حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس وحمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة للحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

أما الرياح فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وعلى هيكله الإنشائي، لذلك تم مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى وصمم بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.



الشكل (3.2) اتجاه الشمس في المبنى.

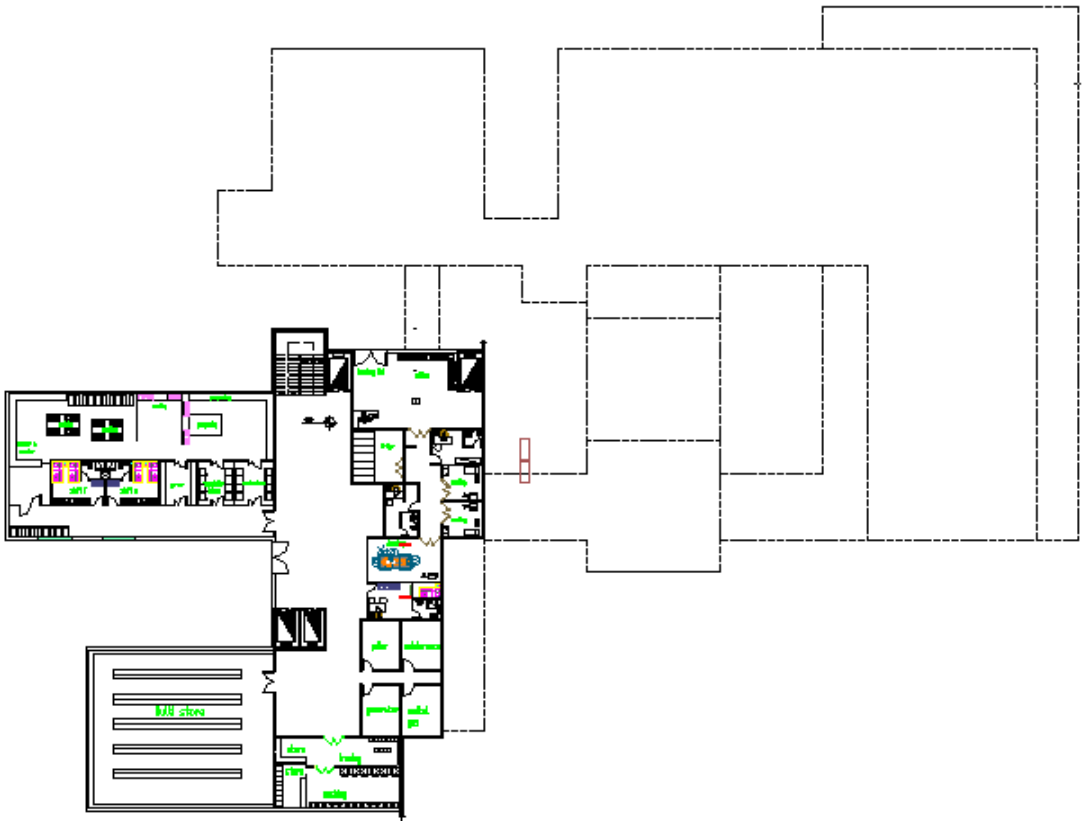
2-4 وصف عناصر المشروع

2-4-1 الطوابق

- **طابق التسوية**

تبلغ مساحته 1390 متر مربع، ومنسوبه (4.50) تحت مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات الطابق موزعة كالتالي:

- يحتوي على مطابخ ومخازن.
- غرف ممرضين.
- يحتوي على مغاسل للموتى وغرف تشريح.

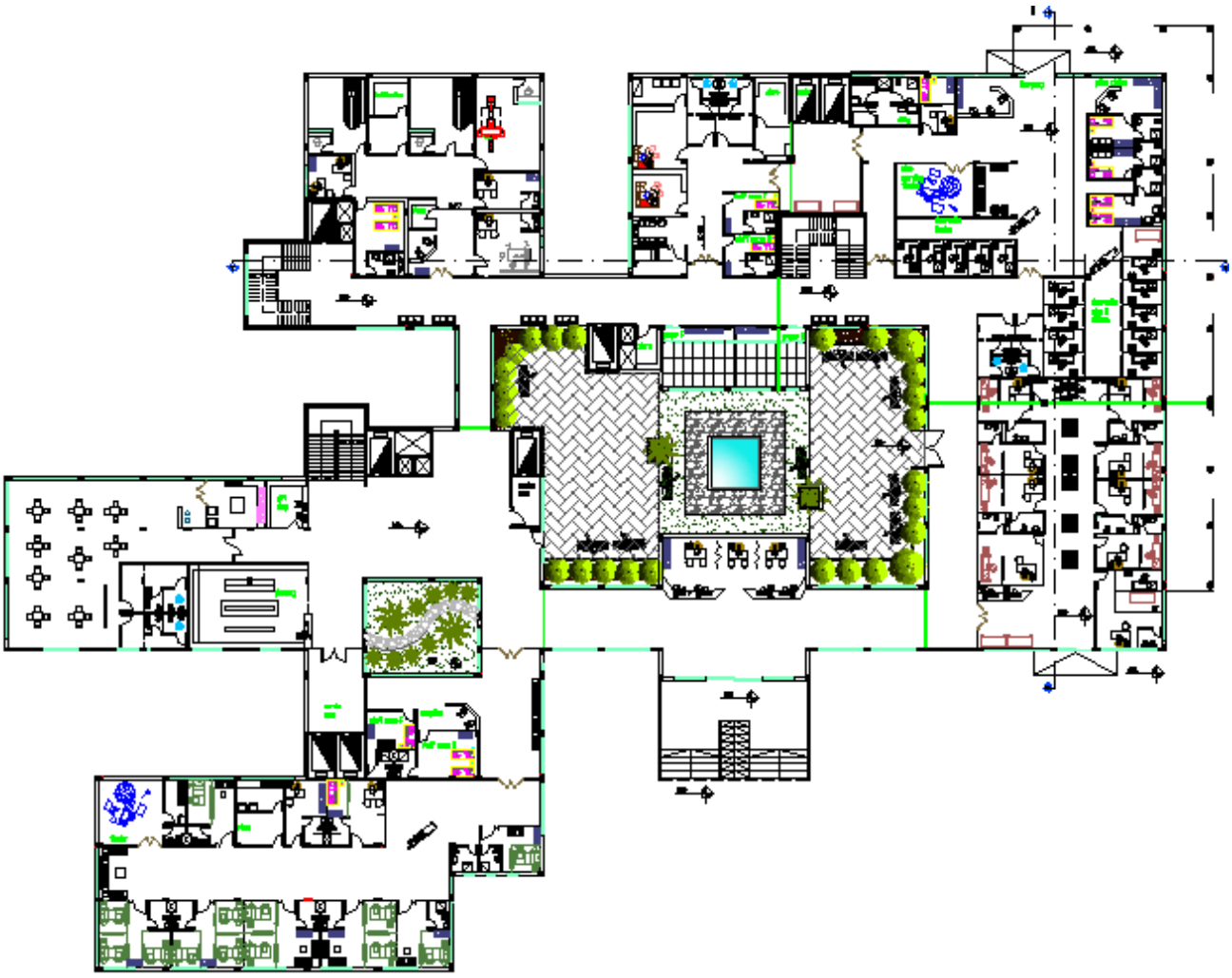


الشكل (4.2) مخطط طابق التسوية.

- **الطابق الأرضي**

تبلغ مساحته 3670 متر مربع، ومنسوبه (+0.0) فوق مستوى سطح الأرض، حيث تتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:

- يحتوي على صيدلية وكافيتريا.
- قسم الأشعة، والعديد من غرف المرضى، وقسم المراقبة.
- المدخل الرئيسي، وكذلك يحتوي على مدخل طوارئ.
- مدخل فرعي إلى عدد من العيادات المنفصلة.

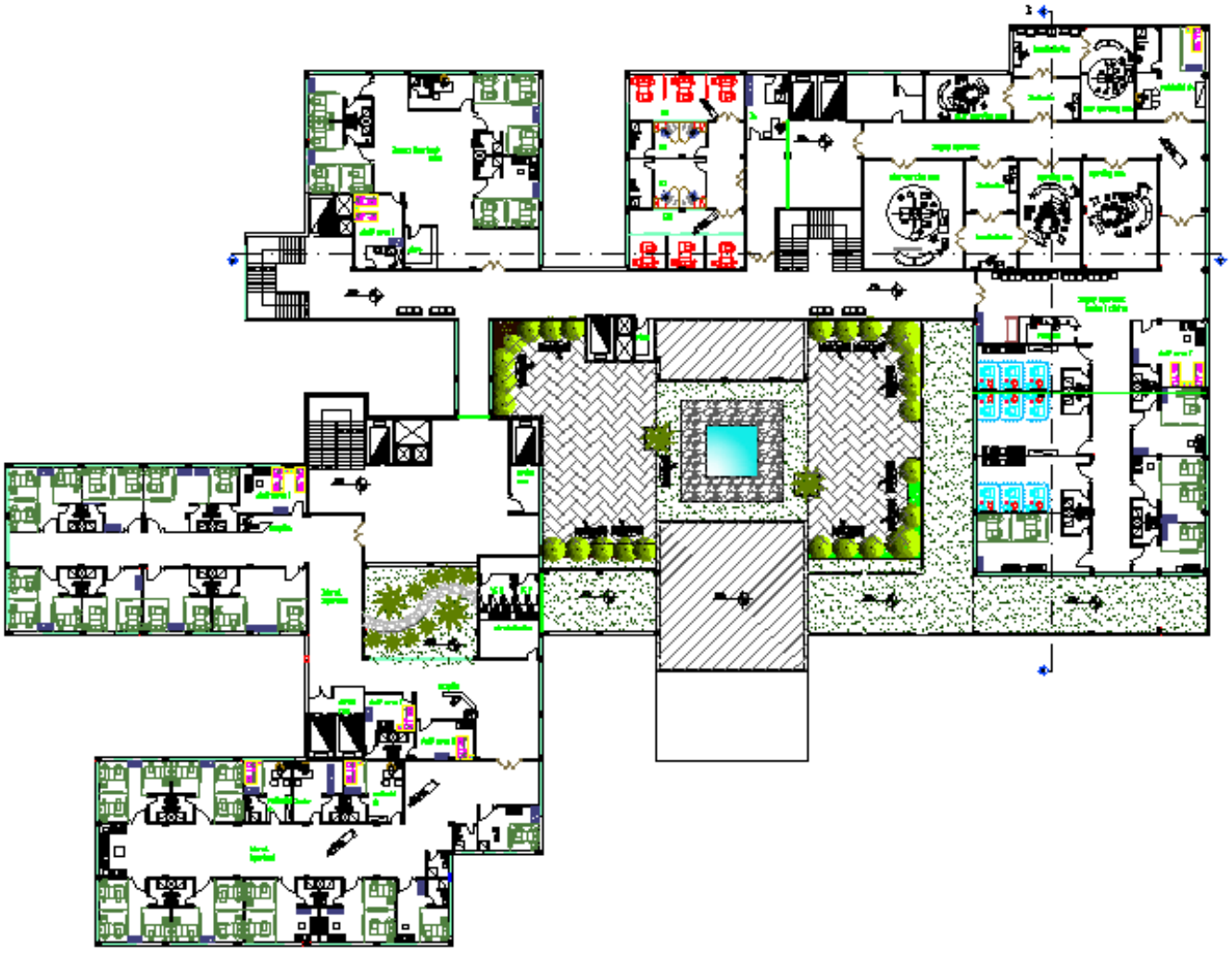


الشكل (5.2) مخطط الطابق الأرضي

- **الطابق الأول**

تبلغ مساحته 3550 متر مربع، ومنسوبه (4.5+) فوق مستوى سطح الأرض، حيث تتوزع فعالياته كالتالي:

- يحتوي على قسم الجراحة.
- يتركز في هذا الطابق قسم العمليات.
- كذلك قسم جراحة أطفال ونساء.
- قسم الداخلي.

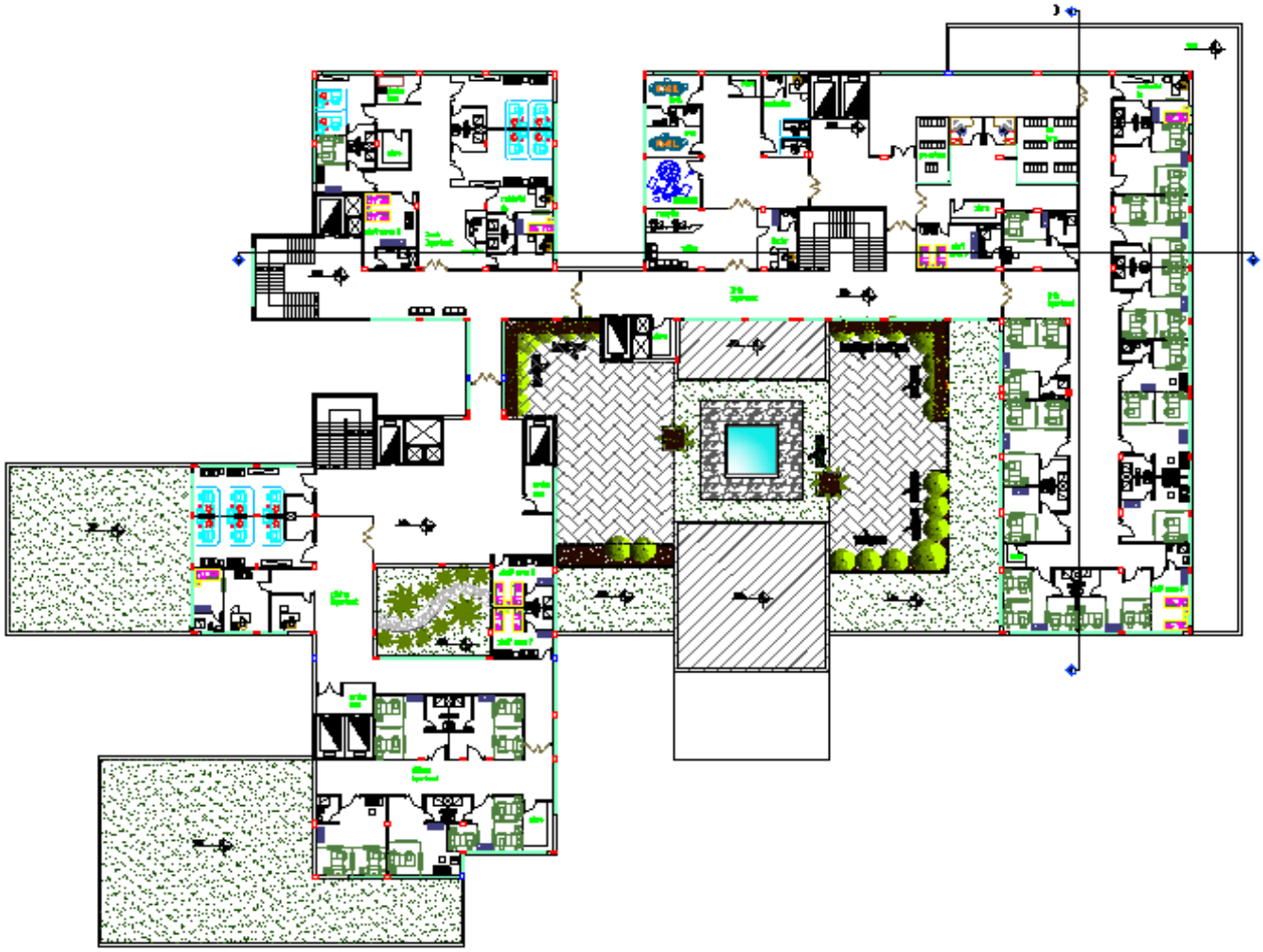


الشكل (6.2) مخطط الطابق الأول.

- **الطابق الثاني**

تبلغ مساحته 2800 متر مربع، ومنسوبه (+9.0) فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- يحتوي على غرف مرضى، ويتركز في هذا الطابق عدد كبير منها.
- غرف عمليات.
- قسم الولادة، وقسم أطفال.

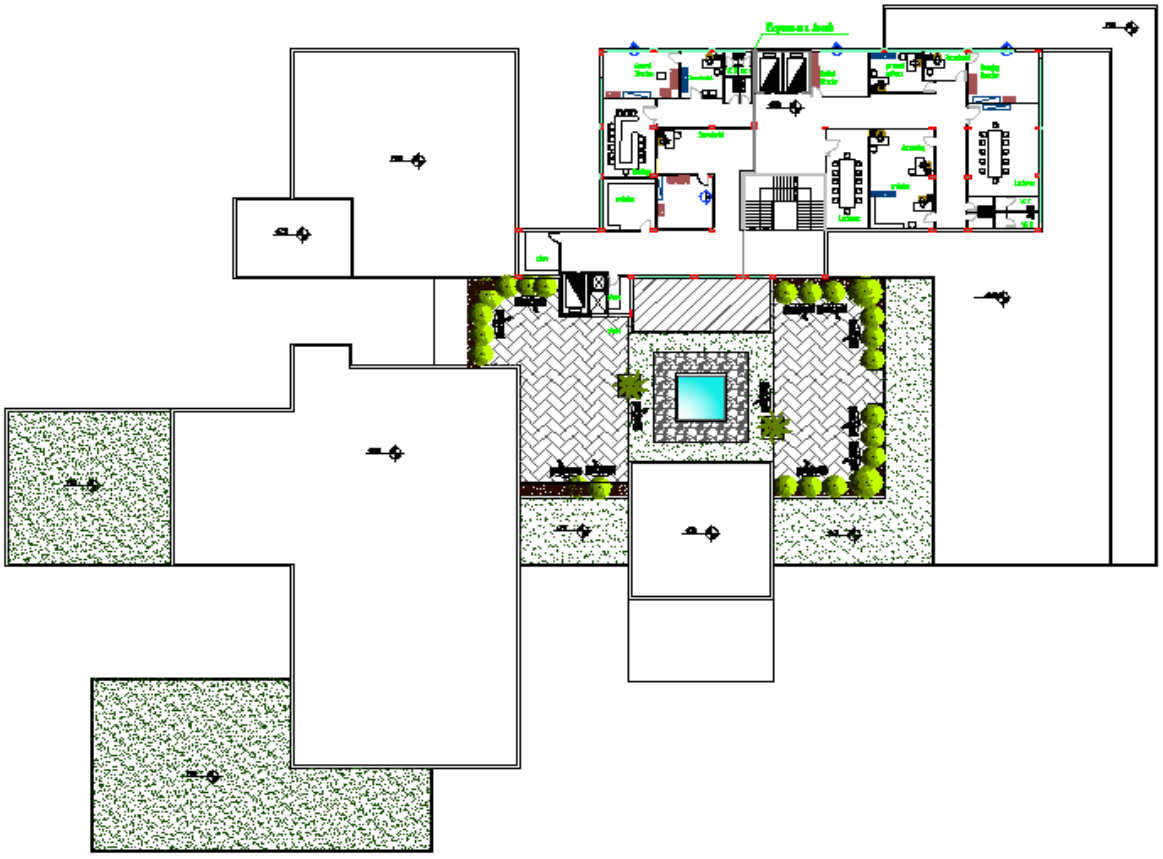


الشكل (7.2) مخطط الطابق الثاني

- **الطابق الثالث**

تبلغ مساحته 790 متر مربع، ومنسوبه (13.5+) فوق مستوى سطح الأرض، ويحتوي هذا الطابق على الفعاليات التالية:

- قسم الادارة.
- غرف أطباء، ومكاتب سيكرتارية.
- غرف اجتماعات.



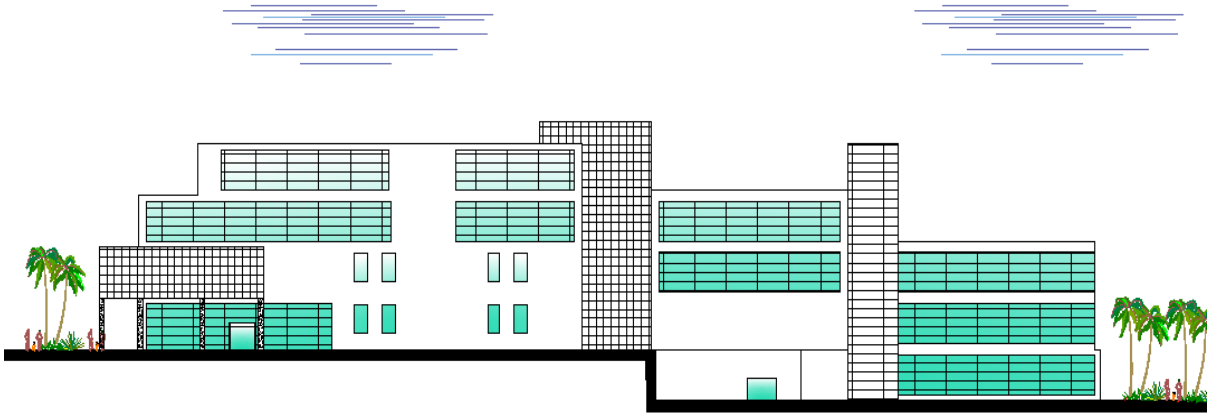
الشكل (8.2) مخطط الطابق الثالث

5-2 وصف الواجهات

لا شك أن االواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة، كما أنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات، والتي تعكسها الواجهة.

2-5-1 الواجهة الشمالية

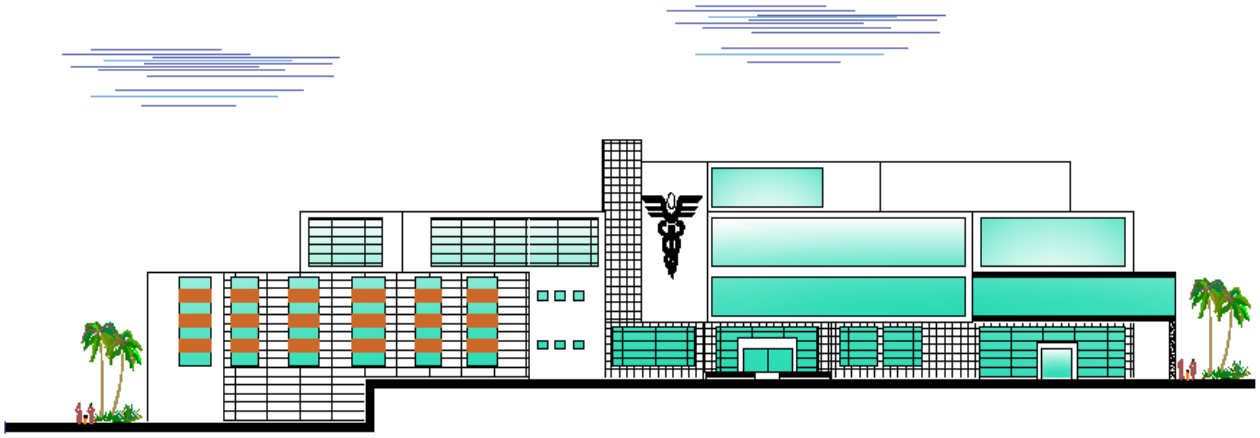
تحتوي على العناصر الجمالية مثل الزجاج والبروزات والتراجعات، وتحتوي على مدخل طوارئ، وتظهر فيها تكتلات المبنى بشكل واضح، وتعتبر جيدة، حيث تعمل الرياح الشمالية على تبريد الواجهة فتم عمل شبابيك مناسبة لاستغلال هذا الجانب وجعل المبنى أكثر تهوية.



الشكل (9.2) الواجهة الشمالية

2-5-2 الواجهة الجنوبية

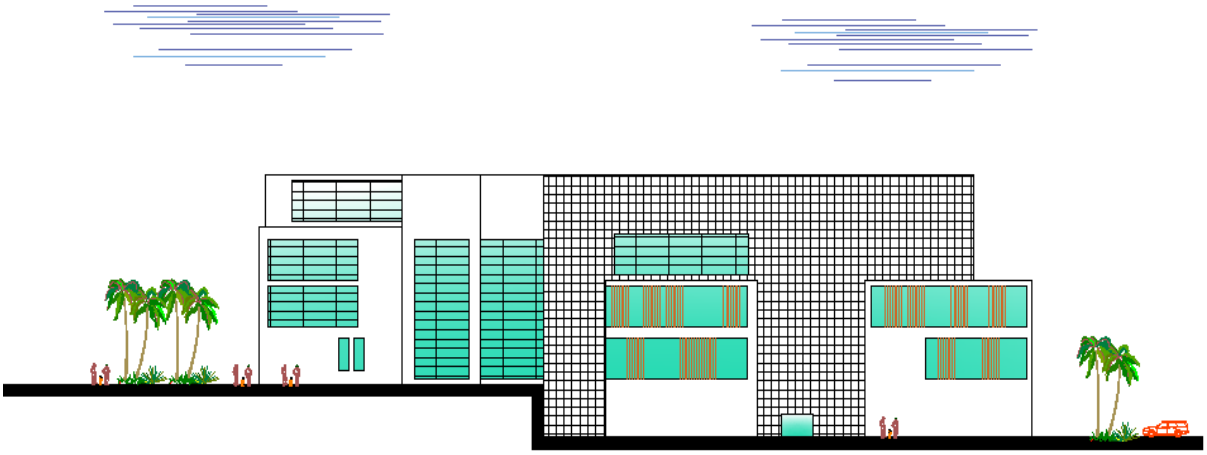
هي الواجهة الرئيسية للمستشفى، حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى، وتطل على الشارع الرئيسي، وكذلك تحتوي على مدخل منفصل للعيادات الموجودة في الطابق الأرضي، وتظهر فيها العديد من العناصر الجمالية المتمثلة في استخدام الزجاج والخشب، بالإضافة إلى وجود تراجعات وبروزات.



الشكل (10.2) الواجهة الجنوبية

2-5-3 الواجهة الشرقية

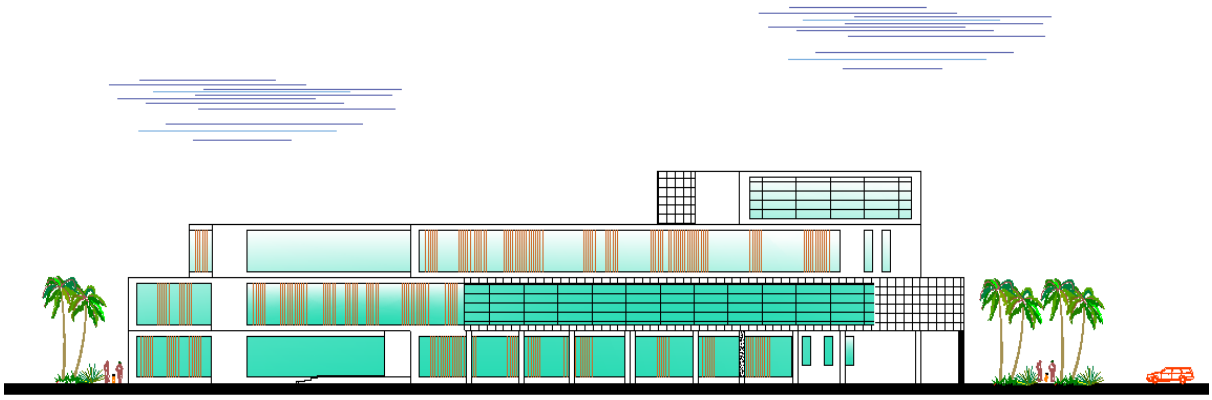
الواجهة الشرقية هي الأفضل وفيها تشرق الشمس إلى قرب منتصف النهار ثم تبدأ في النزول فتستفيد من شمس الصباح وتزول الشمس فيكون المبنى بارداً غير محمل بأشعة الشمس الحارقة، كما تحتوي على العناصر الجمالية مثل الزجاج والبروزات والتراجعات.



الشكل (11.2) الواجهة الشرقية

2-5-4 الواجهة الغربية

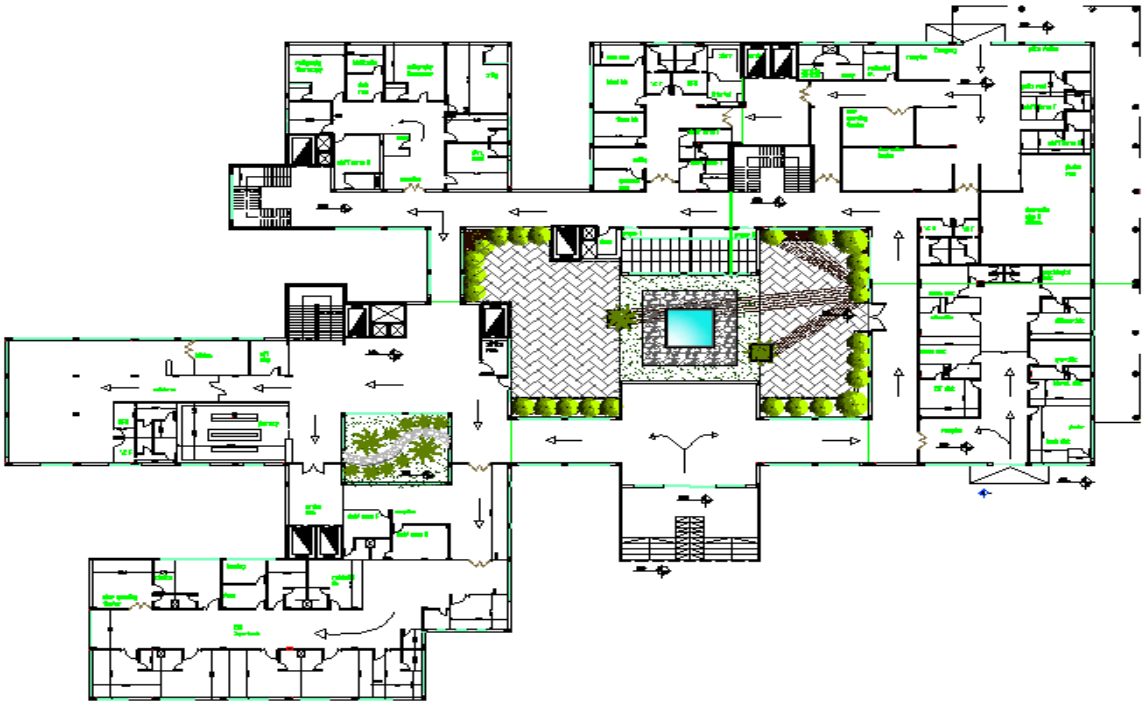
يظهر فيها جمال العناصر المعمارية من استخدام زجاج وخشب، حيث تطل على الساحات الخضراء ذات الإطلالة المميزة.



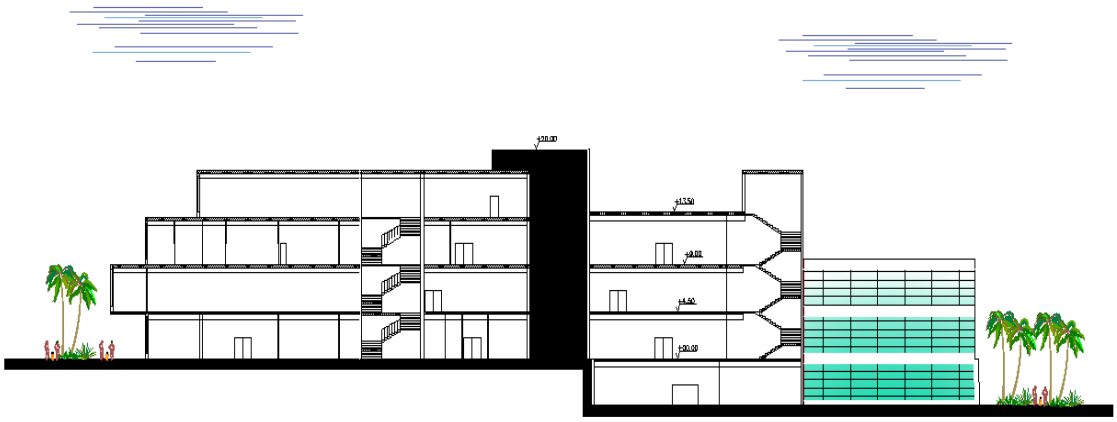
الشكل (12.2) الواجهة الغربية

6-2 وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل المبنى إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع طوابق المستشفى على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.



الشكل (13.2) الحركة الأفقية في المبنى.



الشكل (14.2) الحركة الرأسية في المبنى.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

3-1 المقدمة

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي

3-3 الأحمال

3-4 العناصر الإنشائية

3-1 المقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لا بد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما تطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المختلفة المناسبة للمشروع ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمنا، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض، حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل لإتمام المشروع بشكل كامل ومترابط والحصول على مبنى يحقق الأهداف التالية:

1) الأمان: حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2) التكلفة الاقتصادية: وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3) ضمان كفاءة الاستخدام: وتعني تجنب أي خلل في المنشأ كوجود التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها ان تضايق مستخدمي المبنى.
4) الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 الأحمال

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، ولا بد للعناصر الإنشائية أن تكون قادرة على تحمل هذه الأحمال دون حدوث انهيار للمنشأة، حيث يتم تحديد الأحمال بشكل دقيق، وهي كما يلي :

3-3-1 الأحمال الميتة

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديدها تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة.

جدول رقم (1.3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	22
2	الرمل	16
3	القصارة والمونة	22
4	الطوب	15
5	الخرسانة المسلحة	25

3-3-1 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص والأثاث والمعدات خلال عمر المبنى، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وطبيعة المبنى، ويتم تحديدها باستخدام الكود الأردني للأحمال.

جدول رقم (2.3) يوضح الأحمال الحية لعناصر المستشفى.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	غرف الطعام وردهات الاستراحة وغرف النوم والحمامات	2.0
2	المداخل المعرضة والقاعات	5.0
3	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج	3.0
4	غرف الأشعة والعمليات والخدمات	2.0

3-3-3 الأحمال البيئية

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع.

1) أحمال الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة. وتكون هذه القوى موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط، وسالبة اذا كانت ناتجة عن شد. تحدد أحمال الرياح اعتمادا على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع وما يحيط به من ارتفاعات.

2) أحمال الثلوج:

الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، وتقيم اعتمادا على الأسس الآتية:

1- ارتفاع المبنى عن سطح البحر.

2- ميلان السطح المعرض للثلوج.

3- الوزن النوعي للثلج.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني:

جدول (3.3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

الارتفاع عن سطح البحر (h) بالمتر (m)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
250 > h	0
500 > h > 250	(h−250)/800
1500 > h > 500	(h−400)/320

أما الميلان فتكون (So = 1) اذا كانت $\alpha = 30$ ، وتكون (So < 1) اذا كانت $30 < \alpha < 60$ ، وتكون (So = 0) اذا كانت $\alpha > 60$ حسب المعادلة التالية (Sd = μi So).

3) أحمال الزلازل

عبارة عن اهتزازات أفقية وعمودية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فينتج عنها قوى قص، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم بحيث نصمم على القوى الأفقية لمقاومته في حال حدث.

وفي مشروعنا سيتم التعامل مع هذه المشكلة عن طريق جدران القص التي سيتم توزيعها في المبنى في المشروع، وسيتم عمل الحسابات الانشائية اللازمة لها، وسيتم اعتماد كود UBC في ذلك.

3-4 العناصر الإنشائية

يتكون المبنى من عدة عناصر انشائية تتقاطع مع بعضها البعض لتقاوم الأحمال الواقعة ع البناء وتشمل العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات.

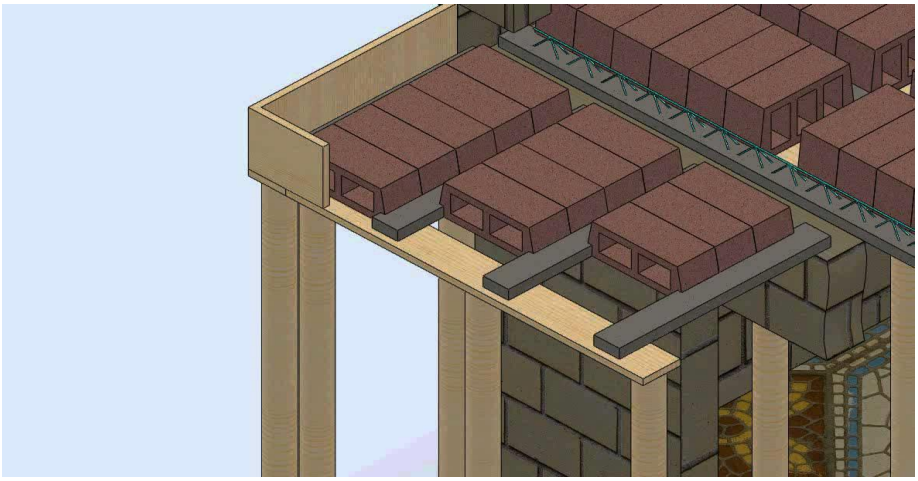
3-4-1 العقدات:

نظرا لمراعاة المتطلبات المعمارية بالمشروع فقد تم استخدام العقدات التالية في المشروع:

1) عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد.
2) عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين.
3) عقدات مصمتة ذات الاتجاه واحد.

- عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد:

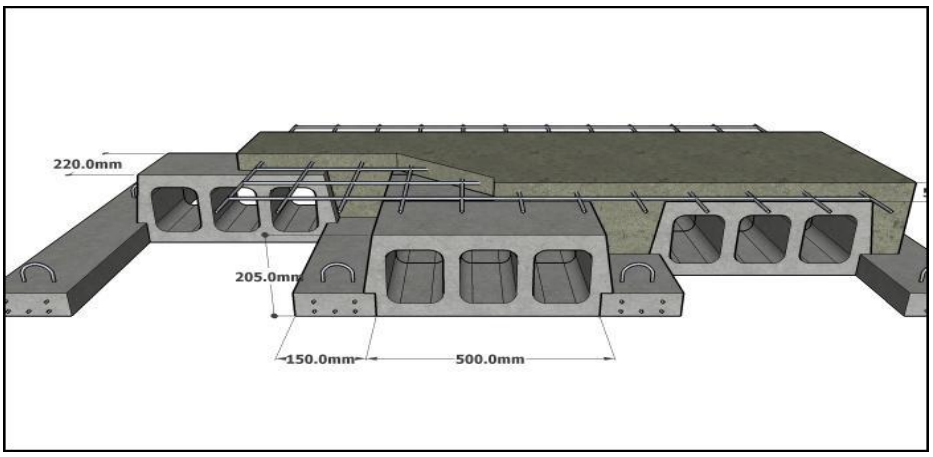
من أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات، وتتكون من صف من الطوب بينها عصب، ويكون التسليح باتجاه القصير، وتم استخدامها في جميع طوابق هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها. حيث استخدمت بسماكة مناسبة للعقدات (35 cm) وباستعمال الطوب الخرساني بأبعاد (40*20*27 cm).



الشكل (1.3) عقدة أعصاب باتجاه واحد.

- عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين:

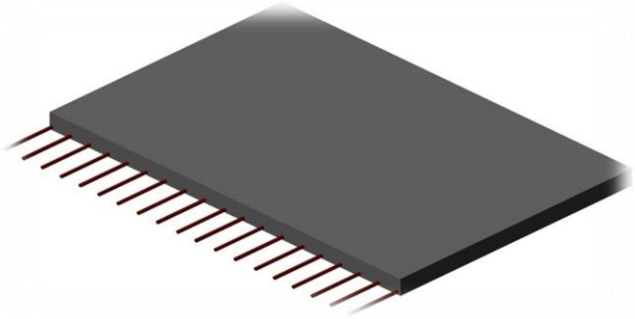
تم استخدامها في هذا المبنى، وتتكون من صفوف وأعمدة من الطوب يفصل بينها أعصاب أفقيا وعموديا، والتسليح يكون باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين.



الشكل (2.3) عقدة أعصاب باتجاهين.

- **عقدات مصمتة ذات اتجاه واحد:**

هذا النوع من العقدات لا تحتوي على طوب وإنما على حديد وخرسانة فقط، واستخدم هذا النوع من البلاطات في عقدات بيت الدرج. وتستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة.



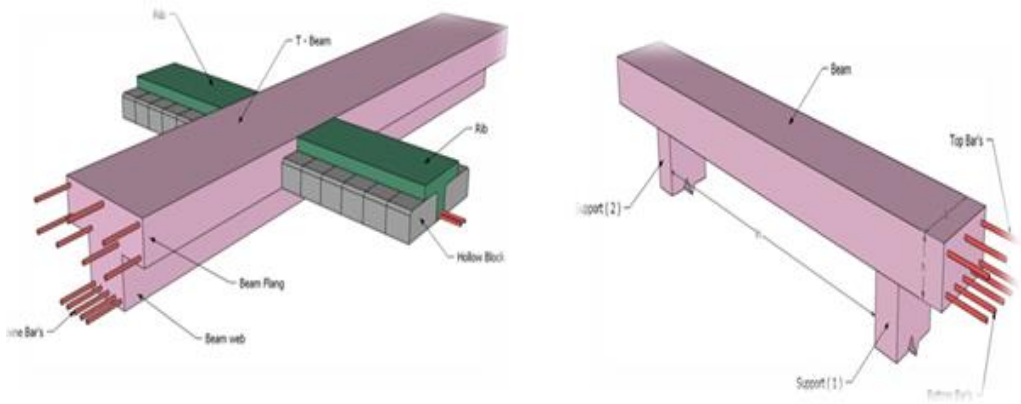
الشكل (3.3) عقدة مصمتة باتجاه واحد.

3-4-2 الجسور:

عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال الواقعة من الأعصاب والعقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

1) جسور مسحورة: وهي الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.

2) جسور ساقطة: عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي.



الشكل (4.3) أشكال الجسور المسحورة والساقطة.

3-4-3 الأعمدة :

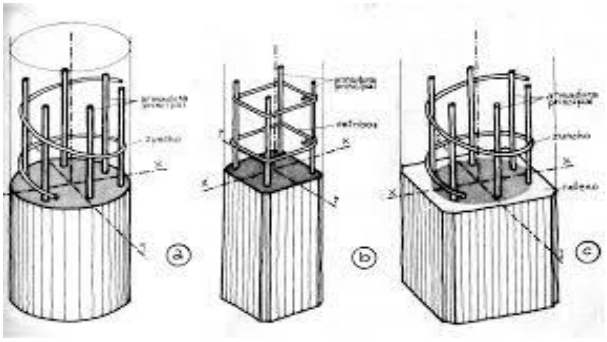
هي عناصر إنشائية رئيسية بالمبنى، حيث تنتقل الأحمال من العقدة للجسور، ثم إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عناصر أساسية، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال.

والأعمدة نوعان من حيث التعامل معها بالتصميم هما:

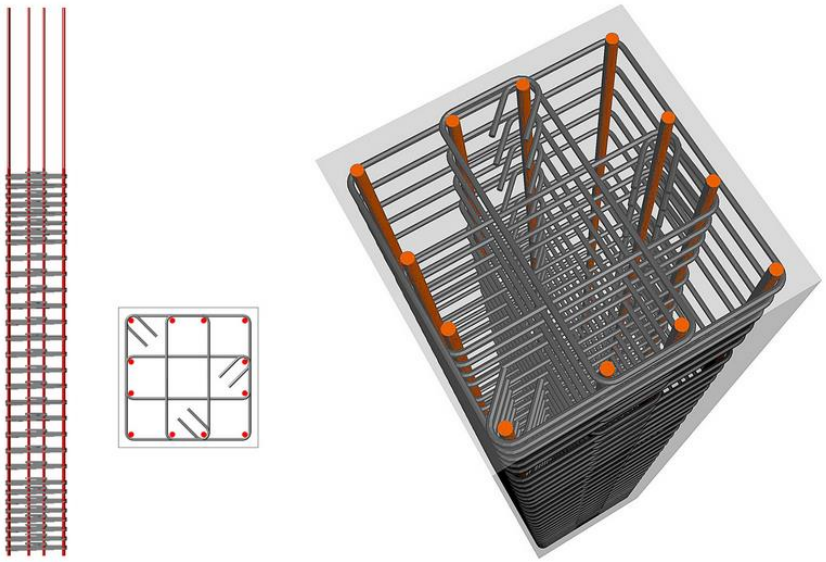
1) الأعمدة القصيرة.

2) الأعمدة الطويلة.

أما من حيث الشكل المعماري والمقاطع الهندسية فمنها المستطيل والدائري والمربع، والمشروع يحتوي نوعين من الأعمدة هما المستطيل والدائرة.



الشكل (5.3) أشكال الأعمدة.



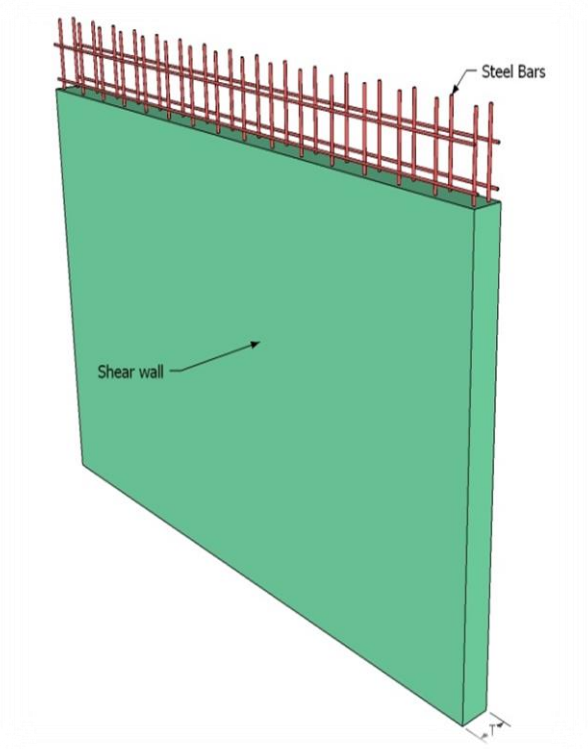
الشكل (6.3) مقطع في عمود.

3-4-4 جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها في مقاومة القوى الأفقية.

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها، ويجب توفرها باتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللّي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.

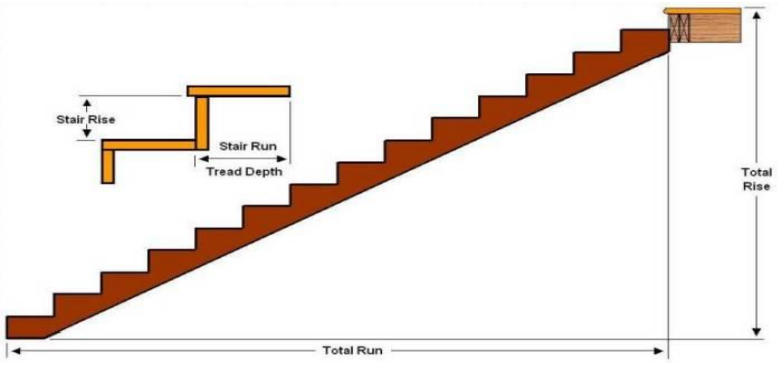
وتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها، وتتمثل بالجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد.



الشكل (7.3) جدار القص.

3-4-5 الأدراج :

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال الرأسي بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدة طوابق عبر المبنى، وتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة باتجاه واحد.

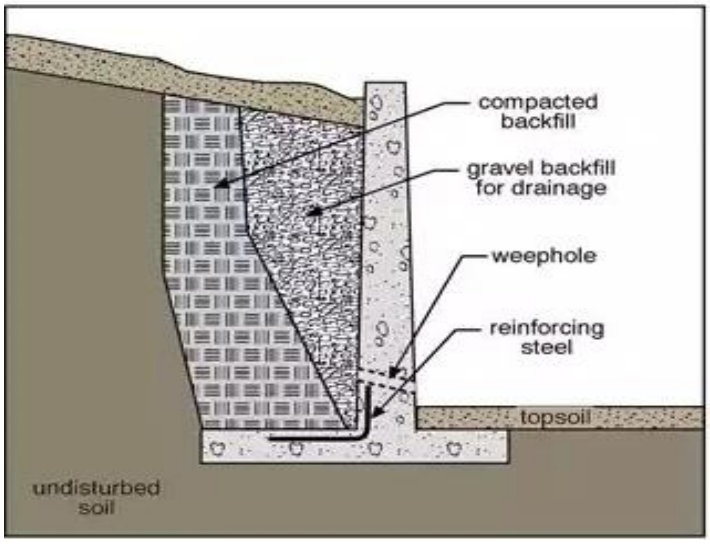


الشكل (8.3) مقطع توضيحي في الدرج.

3-4-6 الجدران الاستنادية :

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة رأسياً وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية.

ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل (9.3) مقطع في الجدار الاستنادي.

3-4-7 فواصل التمدد :

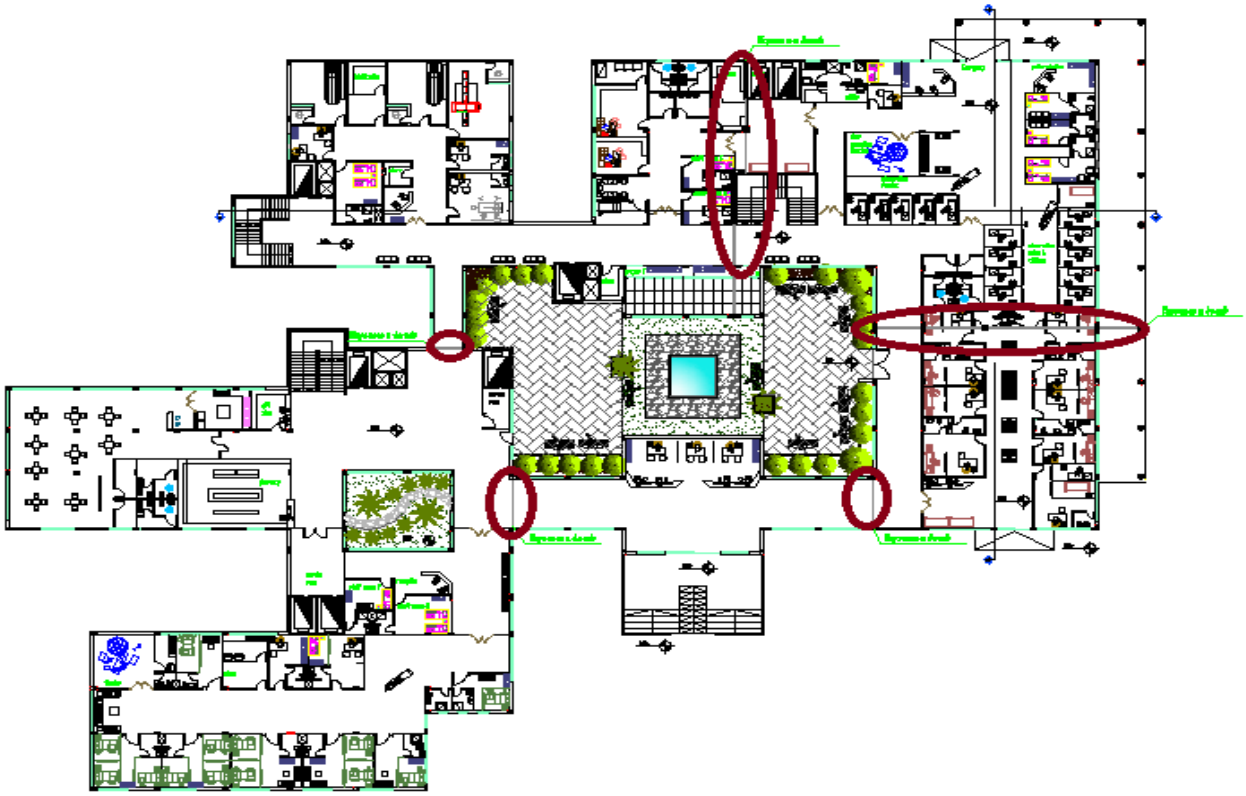
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري، ويتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات.

وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاومة لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل الفواصل الزلزالية.

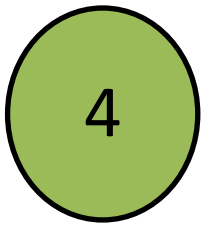
ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي:

1) 40 متر في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) 36 متر في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) 32 متر في الناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) 28 متر في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن 5 سنتيمتر.



الشكل (10.3) فواصل التمدد في المبنى.



Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored load.

4-3 Slabs Thickness Calculation.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of Rib (R6) .

4-6 Design of Beam (B17).

4-7 Designof two way ribbed slab (R007).

4-8 Design of one way solid slab.

4-9 Design of column (C164).

4-10 Design of stairs.

4-11 Design of footing (F8).

4-12 Design of Basement wall.

4-13 Design of Strip Footing for Basement Wall

4-1 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 extreme tensile 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, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are one type of slab "one way ribbed slab",. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs , and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross–sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-08code.

NOTE:

- $fc' = 24N/mm^2\,(MPa)$ For concrete slab and beams.

Concrete: B300; $fc' = 300 * 0.8 = 24N/mm^2\,(MPa)$

f'_c = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85.

- $fy = 420N/mm^2\,(MPa)$ For flexural Reinforcement Steel.
- $f_{yt} = 420\ \mathrm{N/mm^2}$ Reinforcement Steel of shear.

4-2 Factored loads

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L \qquad \text{..... (4.1)}$$

4-3 Slabs thickness calculations

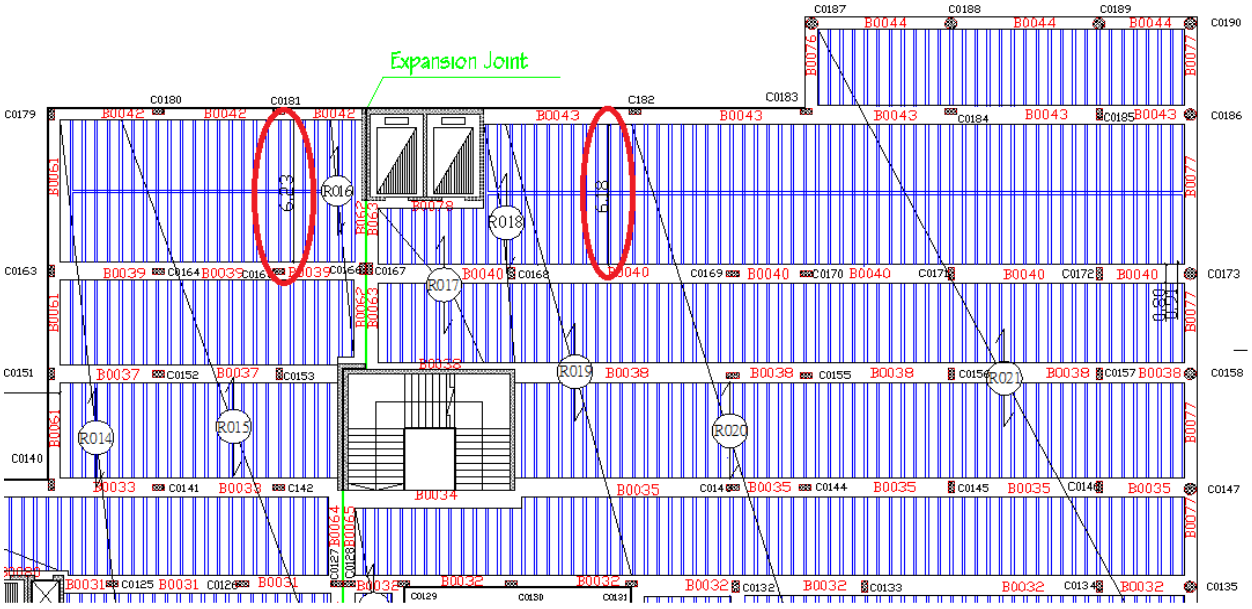


Fig. (4.1): Ground Floor Slab.

4-3-1 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum clear span length for one end continuous (for rib16):$L = 6.23\ m, then$

$$h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{6.23}{18.5} = 336\ \text{mm}.$$

The maximum span clear length for both end continuous (for rib 21): $L = 6.18$ m , then

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{6.18}{21} = 294 \text{ mm.}$$

The minimum ribbed slab thickness will be $\mathbf{h_{min} = 336\ mm}$.

Take slab thickness $h_{min} = 350\text{mm} > h_{min} = 336$ mm.

$$h = 35\text{cm (27cm Hollow Block} + 8\text{cm Topping)}$$

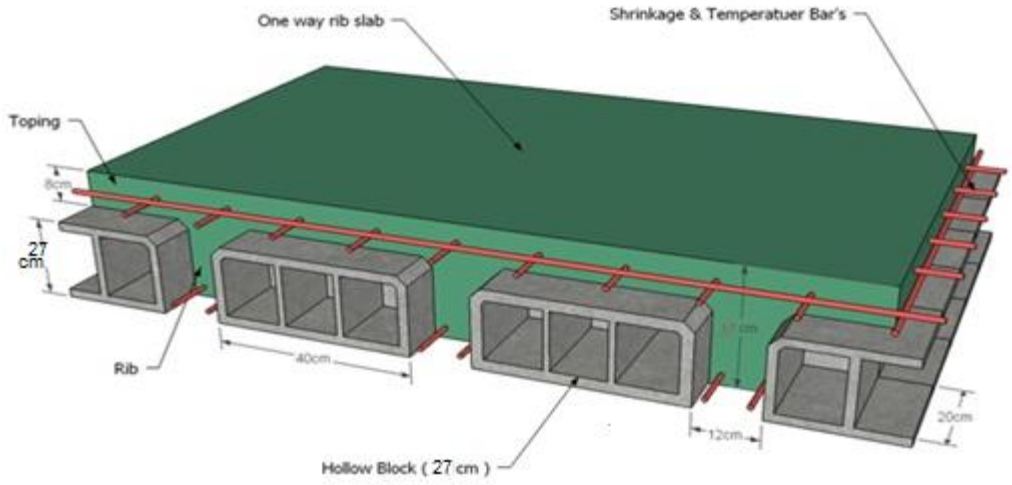


Fig. (4.2) One way ribbed slab

4-4 Load calculation

4-4-1 Design of Topping

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of **-1 meter width** and a span of hollow block length **(b=40 cm)** with both end fixed in the ribs.

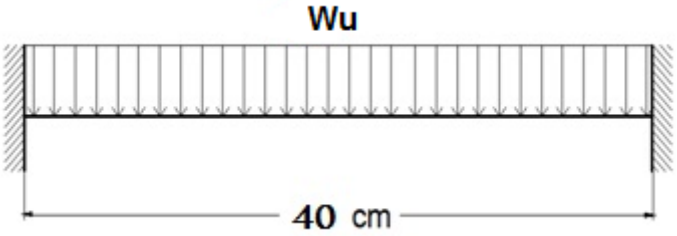


Fig. (4.3): topping load.

Dead load Calculations:

Table (4.1) Calculation of the dead load for topping

Dead Load from:	$\boldsymbol{\delta * \gamma * 1}$	$\boldsymbol{KN/m}$
Tiles	$0.03 * 23$	0.69
Mortar	$0.03 * 22$	0.66
Coarse Sand	$0.07 * 16$	1.12
Topping	$0.08 * 25$	2
Interior Partitions	$1.5 * 1$	1.5
	$\sum$	5.97

Live load Calculations: $5 * 1 = 5\, KN/m.$

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 5.97 + 1.6 * 5 = 15.164\, KN/m$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.164 * 0.4^2}{12} = 0.202\, KN.m$$

$$Vu = \frac{15.164 * 0.4}{2} = 3.0328\, KN$$

a) Check the strength condition for plain concrete, $\phi * M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.232\, KN.m$$

$$\phi M_n = 1.232\, KN.m >> M_u = 0.202\, KN.m$$

NO reinforcement is required by analysis According to ACI, provided $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI , $\rho_{shrinkage} = 0.0018$.

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2/\ strip.$

Try bars $\emptyset 8\ with\ A_s = 50.27 mm^2$

Bar number $n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take $3\emptyset 8/m\ with\ A_s = 150.8\ mm^2/m\ strip$

Step (S) is smallest of:

1. $3h = 3 * 80 = 240mm - control$
2. $450mm$
3. $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$

$$s \leq 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$$

Take $\emptyset 8@200\ mm$ in both directions. $s = 200\ mm < s_{max} = 240\ mm - o$K

b) Check the strength condition for plain concrete, Ø*Vc ≥ Vu

$$\phi * V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 80 = 48.98\ KN.$$

$$\phi * V_c = 48.98KN \gg 3.0328KN$$

4-4-2 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 follows:

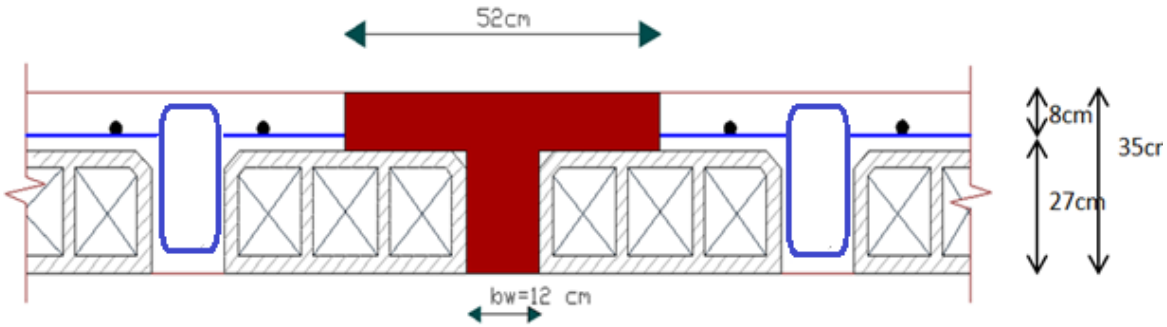


Fig. (4.4) :Section in one way Ribbed slab

Table (4.2) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Dead load from	$\boldsymbol{\delta * \gamma * b}$	$\boldsymbol{KN/m}$
Tiles	$0.03 * 23 * 0.52$	0.359
Mortar	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Coarse Sand	$0.07 * 16 * 0.52$	0.582
Topping	$0.08 * 25 * 0.52$	1.04
RC Rib	$0.27 * 25 * 0.12$	0.81
Hollow Block	$0.27 * 15 * 0.4$	1.62
Plaster	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Interior Partitions	$1.5 * 0.52$	0.78
	$\sum$	5.877

$$Total\ Dead\ load\ /\ rib\ =\ 5.877\ KN/m\ .$$

$$Total\ live\ load\ /\ rib\ = 5 * 0.52\ =\ 2.6\ KN/m.$$

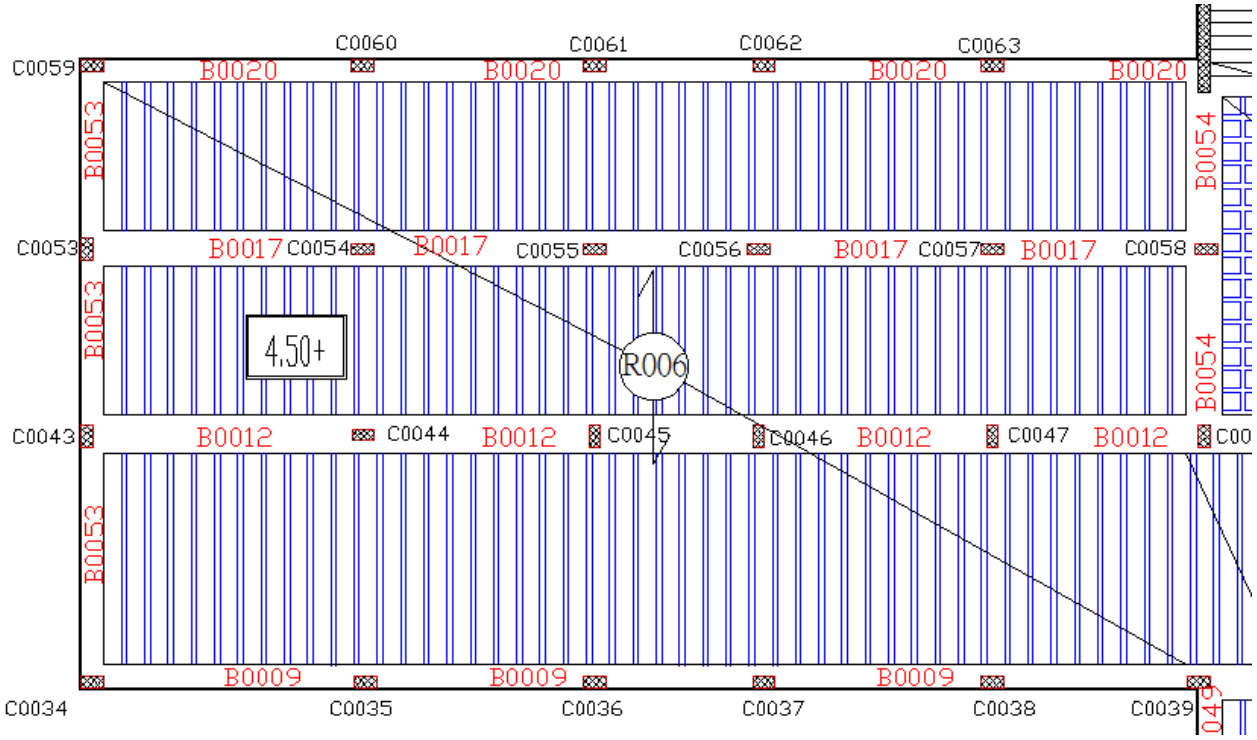


Fig. (4.5): Rib 6 and Beam 17.

4-5 Design of Rib (R6)

Material :-

Concrete $B300$ $f_c' = 24\ \mathrm{N/mm^2}$

Reinforcement Steel $f_y = 420\ \mathrm{N/mm^2}$

Reinforcement Steel of shear $f_{yt} = 420\ \mathrm{N/mm^2}$

Section :-

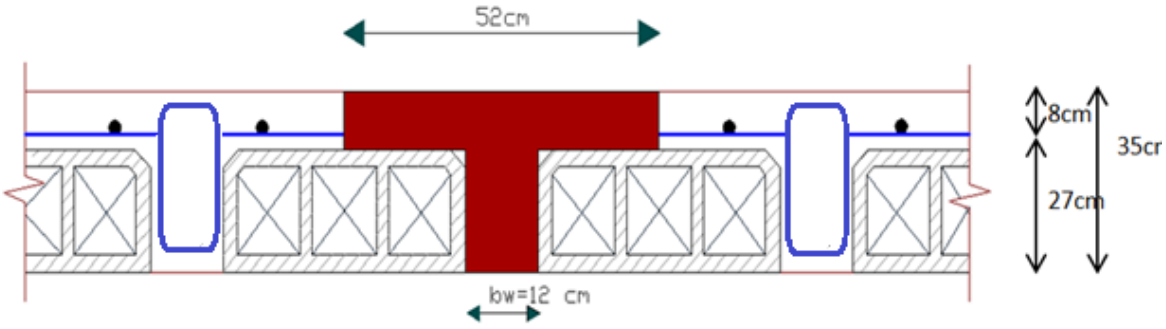


Fig. (4.6): Section in one way Rib slab.

$b = 12cm$ $bf = 52\ cm$

$h = 35cm$ $Tf = 8\ cm$

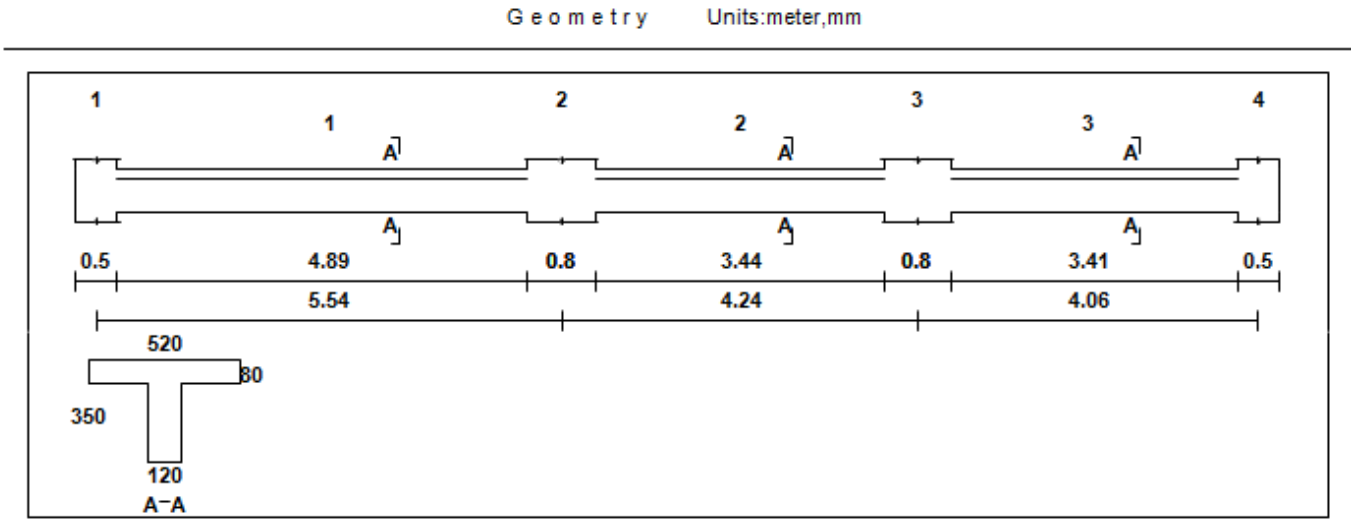


Fig.(4.7) : Rib (6) Geometry

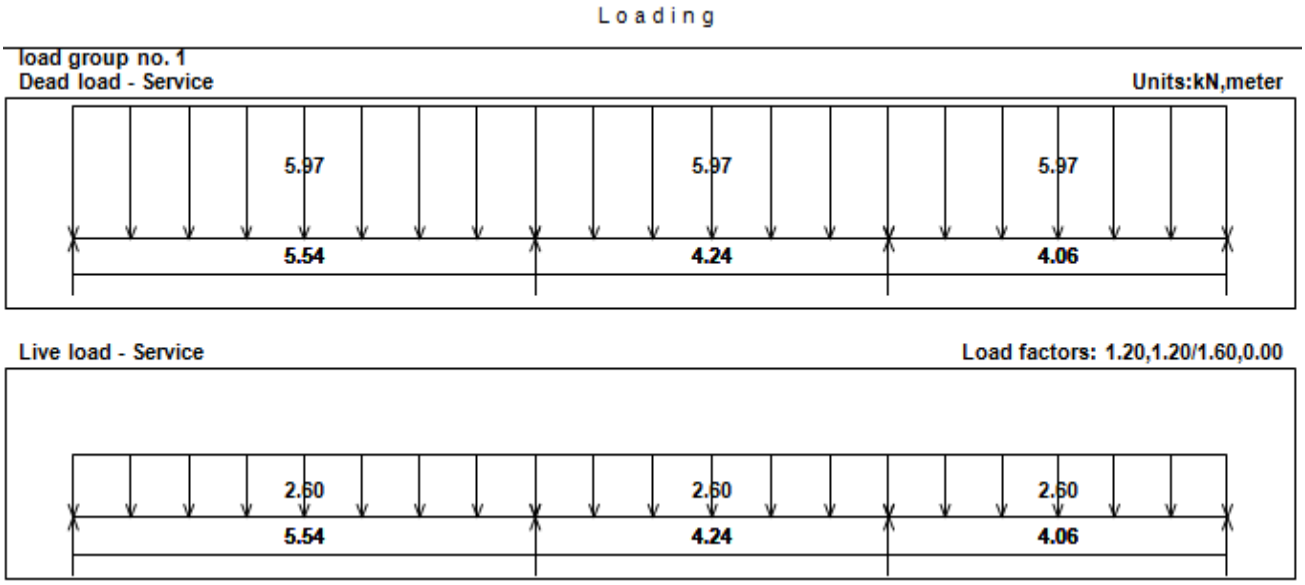


Fig.(4.8) : loading of Rib (6)

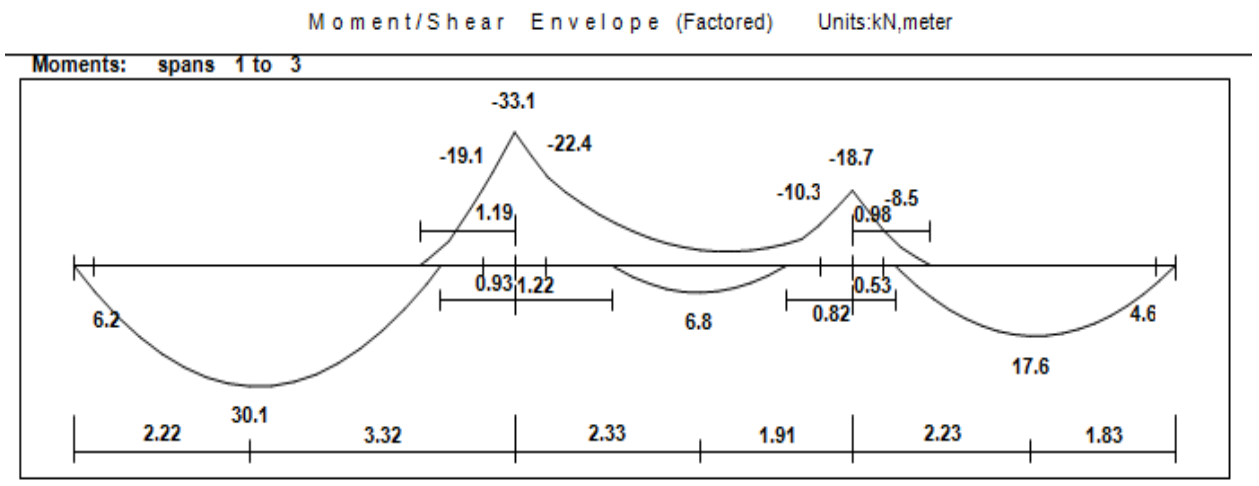


Fig.(4.9) : Moment of rib (6)

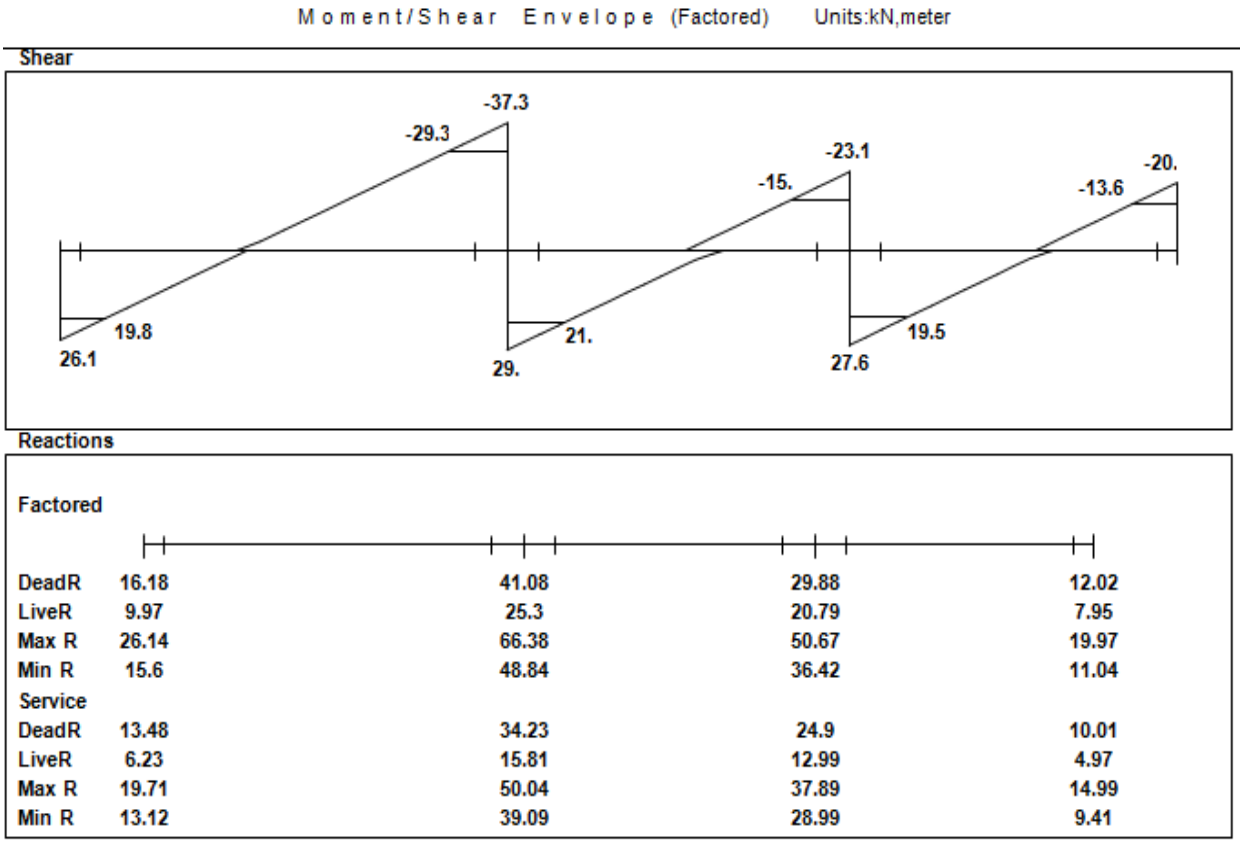


Fig.(4.10) : Shear Envelope and reactions of rib (6)

4-5-1 Design of flexure of rib (R6) :

- **Design of Positive moments of rib (R6).**

$$be \leq Center\ to\ center\ spacing\ between\ adjacent\ beams(400 + 120)$$

$$= 520\ mm\ \ldots Controlled.$$

$$\leq \frac{Span}{4} = \frac{4060}{4} = 1015\ mm.$$

$$\leq (16 * tf) + bw = (16 * 80) + 120 = 1400\ mm.$$

$$\boldsymbol{be = 520\ mm}.$$

1) **Positive moment of first span ,** $Mu^{(+)}$ = 30.1 KN.m

Assume bar diameter ∅ 14 for main positive reinforcement.

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

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm.$$

- Check if a< h_f to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

$$M_{nf} = 0.85\ f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$$

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(313 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 230.83\ KN.m$$

$$\phi Mnf = 0.9 * 230.83 = 207.75\ KN.m$$

$$\phi Mnf = 207.75\ KN.m \gg Mu = 30.1\ KN.m$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu/\phi = 30.1/0.9 = 33.44\ KN.m$$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{33.44*10^6}{520*313^2} = 0.66\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.66*20.6}{420}}\right) = 0.0016$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.0016 * 520 * 313 = 260.42\ mm^2.$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 313 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 313$$

$$= 109.53\ mm^2 < 125.2\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots.\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,req} = 260.42\ mm^2 > As_{min} = 125.2\ mm^2 \ \ldots\ OK$$

$$\therefore\ A_{s,req} = 260.42\ mm^2$$

$$Use\ 2\ \emptyset 14\ with\ A_{s,pro} = 307.88\ mm^2 > A_{s,req} = 260.42\ \ mm^2. \ldots\ OK.$$

$$\therefore\ \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 14}$$

Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 12.189mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.189}{0.85} = 14.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-14.34}{14.34}\right) = 0.062 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

2) Positive moment of second span , $Mu^{(+)} = 6.8$ KN.m.

- Check if a< h_f to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

Assume bar diameter ∅ 10 .

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315mm.$$

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

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(315 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 233.38KN.m$$

$$\phi Mnf = 0.9 * 233.38 = 210.04\ KN.m$$

$$\phi Mnf = 210.04\ KN.m \gg Mu = 6.8\ KN.m$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu\ /\phi = 6.8/\ 0.9 = 7.56\ KN.m$$

$$= \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{7.56*10^6}{520*315^2} = 0.147\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.147*20.6}{420}}\right) = 0.00035$$

$$As = \rho * b * d = 0.00035 * 520 * 315 = 57.33\ mm^2.$$

- Check for $A_{s,min}$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.23\ mm^2 < 126\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots. Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,req} = 57.33\ mm^2 < As_{min} = 126\ mm^2 \ldots OK$$

$$\therefore A_{s,req} = 126\ mm^2$$

$$Use\ 2\ \emptyset 10\ with\ A_{s,pro} = 157.08\ mm^2 > A_{s,req} = 126\ mm^2. \ldots OK.$$

$$\therefore \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 10}$$

Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22\ mm.$$

$$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.219}{0.85} = 8.6\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x}\right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{315 - 8.6}{8.6}\right) = 0.107 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

3) Positive moment of third span , $Mu^{(+)}$ = 17.6 KN.m

- Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where ø =0.55.

Assume bar diameter ∅10 .

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315mm.$$

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

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(315 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 233.38\, KN.m$$

$$\phi Mnf = 0.9 * 233.38 = 210.04\, KN.m$$

$$\phi Mnf = 210.04\, KN.m \gg Mu = 17.6\, KN.m$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu/\phi = 17.6/0.9 = 19.56\, KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{19.56*10\text{^}6}{520*315^2} = 0.38\, MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.38*20.6}{420}}\right) = 0.0009$$

$$As = \rho * b * d = 0.0009 * 520 * 315 = 147.42\, mm^2.$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{.....(ACI-10.5.1)}$$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

$= 110.23\, mm^2 < 126\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots.\ Larger\ value\ is\ control.$

$$A_{s,req} = 147.42\, mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2 \ \ldots OK$$

$$\therefore\ As = 147.42 mm^2$$

$$Use\ 2\ \emptyset 10\ with\ A_{s,pro} = 157.08 mm^2 > A_{s,req} = 148.356\ mm^2 . \ldots OK.$$

$$\therefore\ \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 10}$$

Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22\, mm.$$

$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32$ mm.

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$= 0.003 * \left(\frac{315-7.32}{7.32}\right) = 0.126 > \ 0.005 \therefore \phi = 0.9. \ldots OK.$

- Design of Negative moment of rib (R6):

1) Negative moment at support (2) $Mu^{(-)}$ = 22.4 KN.m.

$$Mn = Mu\ /\phi = 22.4\ /\ 0.9 = 24.89\ KN.m$$

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

$$= 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\, mm.$$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{24.89*10^6}{120*314^2} = 2.1\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.1*20.6}{420}}\right) = 0.0053$

$$As = \rho * bw * d = 0.0053 * 120 * 314 = 199.7\ mm^2.$$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

$= 109.88\ mm^2 < 125.6\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$$A_{s,req} = 199.7\ mm^2 > 125.6\ mm^2. \ldots OK$$

$$\therefore As = 199.7\ mm^2.$$

$$Use\ 2\ \emptyset 12\ with\ As_{\ pro} = 226.19\ mm^2 > As_{\ req} = 199.7\ mm^2. \ldots OK$$

$$\therefore \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 12}$$

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

$$Tension = Compression$$

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

$$226.19 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.8\ mm.$$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm.$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$= 0.003 * (\frac{314 - 45.65}{45.65}) = 0.018 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$

2) Negative moment at support (3) $Mu^{(-)}$ = 10.3 KN.m.

$$Mn = Mu/\phi = 10.3/0.9 = 11.44\ KN.m$$

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

$$= 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315\ mm.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{11.44*10^6}{120*315^2} = 0.961\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.961*20.6}{420}}\right) = 0.0023$$

$$As = \rho * b_w * d = 0.0023 * 120 * 315 = 86.94\ mm^2.$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.23\ mm^2 < 126\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots.\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,req} = 86.94\ mm^2 < As_{min} = 126\ mm^2. \ldots\ OK$$

$$\therefore\ As = 126\ mm^2.$$

$$Use\ 2\ \emptyset 10\ with\ As_{\ pro} = 157.08\ mm^2 > As_{\ req} = 126\ mm^2. \ldots\ OK$$

$$\therefore\ \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 10}$$

Check for strain:-($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

$$Tension = Compression$$

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

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.95\ mm.$$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.705\ mm.$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{cx})$

$= 0.003 * (\frac{315-31.705}{31.705}) = 0.027 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$

4-5-2 Design of shear of rib (R6) :

1) Design of shear at Span (1):

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$$

Critical section at distance $d = 313\ mm$ from the face of support

$\boldsymbol{V_{u,max}(At\ distance\ d\ from\ face\ of\ support) = 29.3\ KN}$.

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

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 314 * 10^{-3} = 33.48\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.48 = 25.38\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.69$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$V_u = 29.3\ KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69$ KN**….. Not Ok**

$$Case\ 2$$

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$\phi * V_c = 25.38\ KN < V_u = 29.3\ KN > \tfrac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69\ \text{KN}$$ **….. Not Ok**

$$Case\ 3$$

$$\phi * V_c < V_u < \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c$$

$$min\ \phi * V_S\ = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 314 = 8.65\ KN$$

OR

$$min\ \phi * V_S\ = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$min\ \phi * V_S\ = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 314 = 9.42\ KN$$

$$\phi * V_c = 25.38\ KN < V_u = 32.5\ KN < \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c\ = 34.8\ \text{KN}$$ **….. Ok**

minimum shear reinforcement is required

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{Vs}$$

Find the maximum stirrup spacing

$$\therefore \mathrm{V_s} < V_{s,min} - Case\ 3$$

$$S_{max} = 600\ mm \quad , \quad S_{max} \leq \frac{314}{2} = 157\ mm - control$$

$$Use\ stirrups\ 1U - shape\ (2\ legs\ stirrups)\ \emptyset 10\ \ with\ A_v = 2 * 78.54 = 157.08\ mm^2$$

$$min\ V_S\ = \frac{9.42}{0.75} = 12.56\ KN$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{Vs} = \frac{157.08 * 420 * 314}{12.56 * 10^3} = 1649.34\ mm$$

$$S = 1649.34\ mm > S_{max} = 157.\ mm \quad - NOT\ OK$$

$$Use\ 1U - shape\ (2\ legs\ stirrups) \emptyset 8\ @\ 150\ mm\ < S_{max} = 157.5\ mm$$

2) Design of shear at Span (2):

$$d\ =\ 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} =\ 315mm$$

Critical section at distance $d = 315\ mm$ from the face of support

$\boldsymbol{V_{u,max}(At\ distance\ d\ from\ face\ of\ support)\ = 21\ KN}$.

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

$$=\ 1.1\ * \frac{\sqrt{24}}{6} *\ 120 *\ 315 * 10^{\ -3} =\ 33.95\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.73\ KN$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} *\ \phi * V_c$$

$V_u = 21\ KN >\ \frac{1}{2} *\ \phi * V_c =$ 12.69 KN**….. Not Ok**

$$Case\ 2$$

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} *\ \phi * V_c$$

$\left(\frac{1}{2}\right) *\ \phi * V_c =$ 12.73 KN $< V_u = 21\ KN < \phi * V_c = 25.46\ KN$**…..Ok**

no shear reinforcement is required

3) Design of shear at Span (3):

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315mm$$

Critical section at distance $d = 315\ mm$ from the face of support

$\boldsymbol{V_{u,max}(At\ distance\ d\ from\ face\ of\ support)} = \mathbf{19.5}\ \boldsymbol{KN}$.

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

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.73$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$V_u = 19.5\ KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69$ KN**….. Not Ok**

$$Case\ 2$$

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$\left(\frac{1}{2}\right) * \phi * V_c = 12.73$ KN $< V_u = 19.5\ KN < \phi * V_c = 25.46\ KN$**…..Ok**

no shear reinforcement is required

4-6 Design of Beam (B17)

Material:-

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

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

Section:-

$$B = 80\ cm\ .$$

$$h = 35\ cm\ .$$

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$Total\ Service\ \ Dead\ load\ for\ beam\ 17 = \frac{24.51}{0.52} = 47.135\ \frac{KN}{m}.$$

$$Total\ Service\ \ live\ load\ for\ beam\ 17 = \frac{12.99}{0.52} = 25\ KN/m.$$

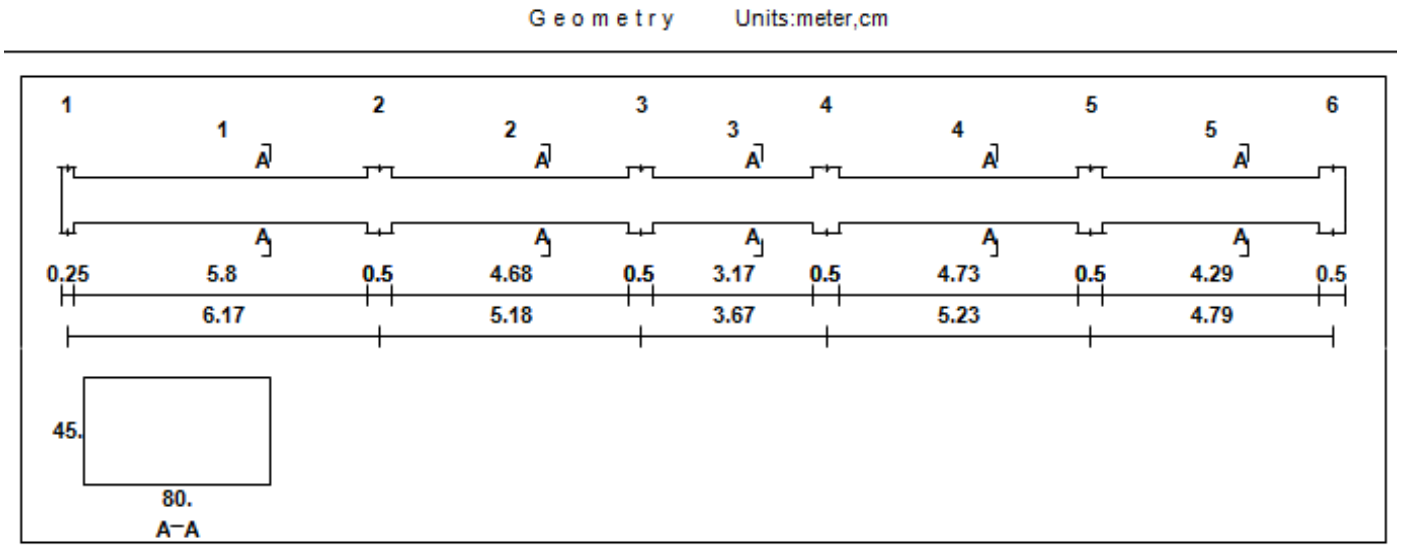


Fig. (4.11) : Beam (B17) Geometry.

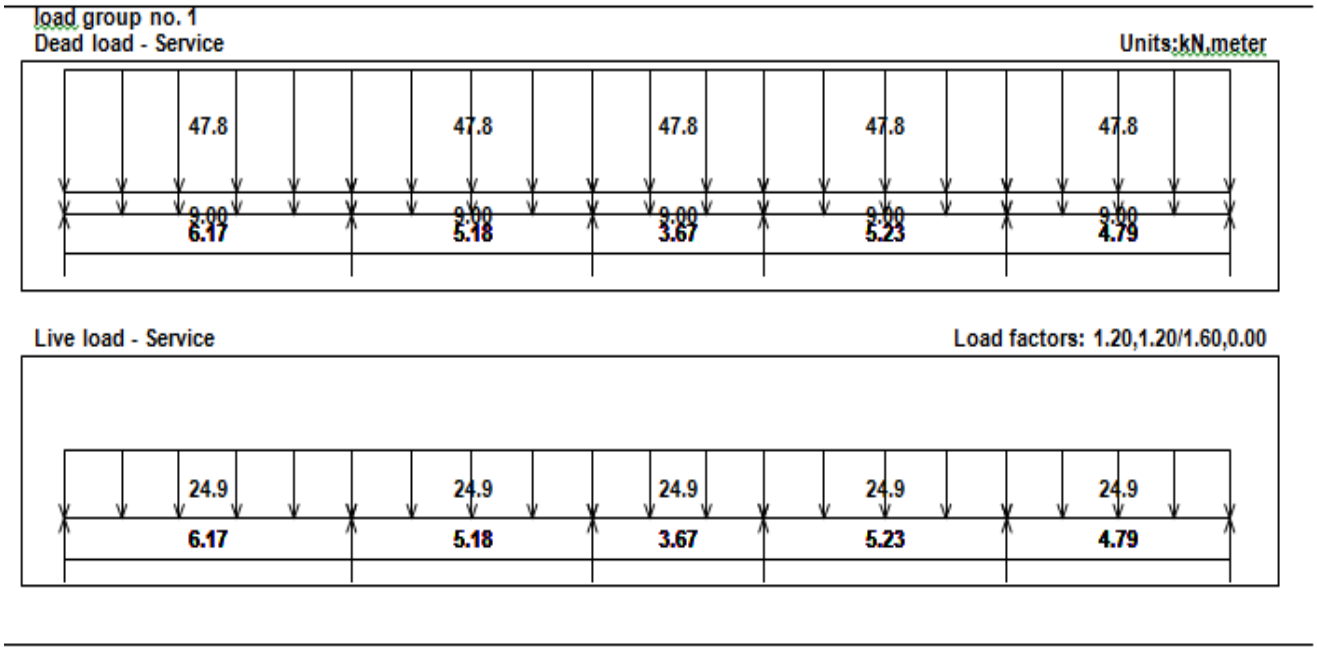


Fig.(4.12) : Loading of Beam (B17)

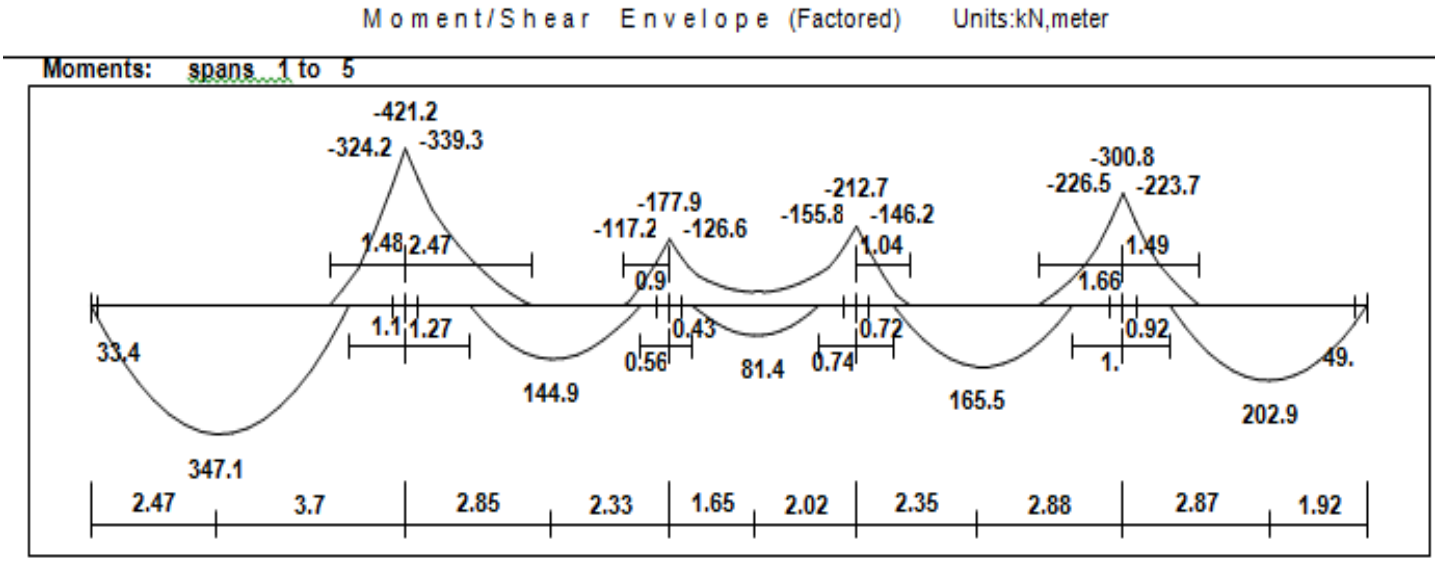
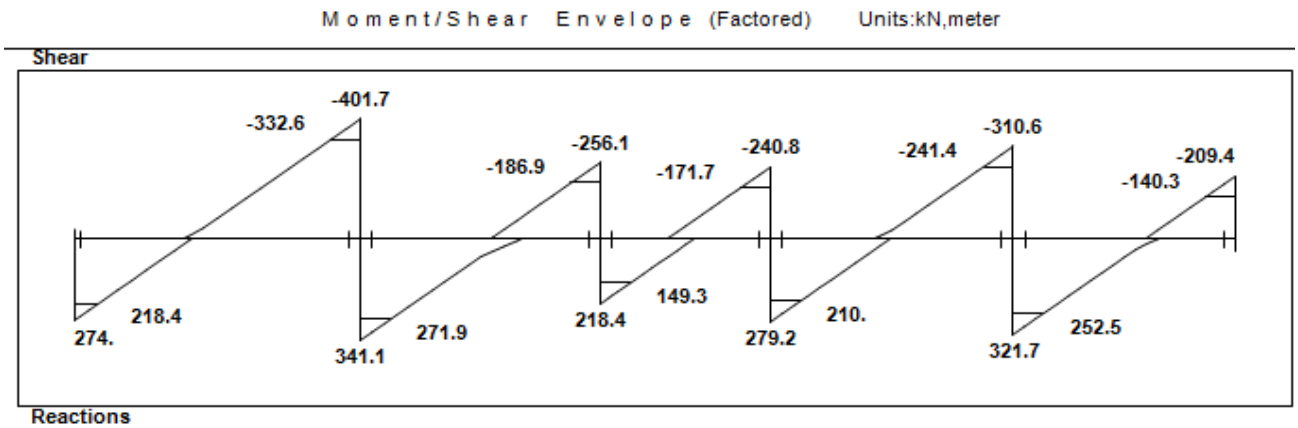


Fig.(4.13) : Moment for Beam (B17)



Reactions

Factored

DeadR	168.03	464.86	258.42	298.49	394.67	124.67
LiveR	106.	278.01	216.13	221.52	237.61	84.77
Max R	274.02	742.86	474.55	520.	632.28	209.44
Min R	160.11	563.25	271.96	330.25	497.87	112.67
Service						
DeadR	140.02	387.38	215.35	248.74	328.89	103.89
LiveR	66.25	173.75	135.08	138.45	148.51	52.98
Max R	206.27	561.13	350.43	387.19	477.4	156.87
Min R	135.07	448.88	223.81	268.59	393.39	96.39

Fig.(4.14) : Shear Envelope for Beam (B17)

- **Design of Positive moment:**

$B = 80\ cm.$, $h = 35\ cm.$,$\emptyset_{st} = 10\ mm.$

Assume bar diameter $\emptyset 25$ for main positive reinforcement.

$$d = depth - cover - diameter\ of\ stirrups - \left(diameter\ of \frac{bar}{2}\right)$$

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 287.5\ mm.$$

- Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 287.5 = 123.214\ mm.$$

$$a_{max} = \beta 1 * C_{max} = 0.85 * 123.214 = 104.73\ mm.$$

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

$$= 0.85 * 24 * 800 * 104.73 * \left(287.5 - \frac{104.73}{2}\right) * 10^{-6} = 401.9\ KN.m$$

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

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816\ .$$

- Check whether the section will be act as single or doubly reinforced section:

$$max M_u = 347.1\ KN.m < \Phi\ M_n = 0.816 * 401.9 = 327.95\ KN.m$$

$$\therefore Design\ the\ section\ as\ single\ reinforced\ concrete\ section.$$

1) *Positive moment* of first span : $M_u = 347.1\ KN.m$

$$Mn = Mu\ /\phi = 347.1/\ 0.9 = 385.67\ KN.m\ .$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{385.67*10^6}{800*(287.5)^2} = 5.832\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.832*20.6}{420}}\right) = 0.0168$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0168 * 287.5 * 800 = 3864\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ .....(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ \ldots\ Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,req} = 3864\ mm^2 > A_{s,min} = 766.67\ mm^2 \ldots.\ OK$

$\therefore A_{s,req} = 3864\ mm^2$

$Take\ \mathbf{11\emptyset 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 4181.43\ mm^2 > A_{s,req} = 3864\ mm^2 \ldots.$ OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 11 * 22}{10} = 45.8 > 25mm \ldots. ok$$

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

Tension = Compression

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

$$4181.43 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 107.61\ mm.$$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107.61}{0.85} = 126.6\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 126.6}{126.6}\right) = 0.0038 < 0.005$ ***Not ok***

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

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.0038 - 0.002) = 0.8$$

$$Mn = Mu/\phi = 347.1/0.8 = 433.88\, KN.m\,.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{433.88*10^6}{800*(287.5)^2} = 6.56\, MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*6.56*20.6}{420}}\right) = 0.0196$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0196 * 287.5 * 800 = 4508\, mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \;\geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \;\leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7\, mm^2 < 766.67\; mm^2 \ldots\ldots\; Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,req} = 4508\, mm^2 > A_{s,min} = 766.67\, mm^2 \ldots.\; OK$$

$$\therefore A_{s,req} = 4508\, mm^2$$

$$Take\ \mathbf{12\emptyset 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 4561.6\, mm^2 > A_{s,req} = 4508\, mm^2 \ldots. \mathbf{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 12*22}{11} = 39.64 > 25mm \ldots. \boldsymbol{ok}$$

2) *Positive reinforcement* of second span : $M_u = 144.9\ KN.m$

$$Mn = Mu/\phi = 144.9/0.9 = 161\ KN.m.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{161*10^6}{800*(287.5)^2} = 2.43\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.43*20.6}{420}}\right) = 0.00618$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.00618 * 287.5 * 800 = 1421.4\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 1421.4\ mm^2 \ldots.\ OK$$

$$\therefore A_s = 1421.4\ mm^2$$

$$Take\ \mathbf{4\emptyset 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1520.53\ mm^2 > A_{s,req} = 1421.4\ mm^2 \ldots. \mathbf{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 4*22}{7} = 87.43 > 25mm \ldots. ok$$

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

Tension = Compression

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

$$1520.53 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 39.13\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.13}{0.85} = 46.04\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5-46.04}{46.04}\right) = 0.0157 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots \boldsymbol{OK}.$$

3) *Positive reinforcement* of third span : $M_u = 81.4\ KN.m$

$$Mn = Mu/\phi = 81.4/0.9 = 90.44\ KN.m\,.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{90.44*10^6}{800*(287.5)^2} = 1.368\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.368*20.6}{420}}\right) = 0.00337$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.00337 * 287.5 * 800 = 775.1\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 775.1\ mm^2 \ldots.\ OK$

$$\therefore A_s = 775.1\ mm^2$$

$Take\ \mathbf{4\emptyset 16}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 804.25\ mm^2 > A_{s,req} = 775.1\ mm^2 \ldots.\text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 16}{3} = 212 > 25mm \ldots. \boldsymbol{ok}$$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$804.25 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 20.7\ mm.$$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.7}{0.85} = 24.35\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$

$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 24.35}{24.35}\right) = 0.032 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots. \boldsymbol{OK}.$

4) *Positive reinforcement* of fourth span : $M_u = 165.5\ KN.m$

$$Mn = Mu/\phi = 165.5/0.9 = 183.89\ KN.m.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{183.89*10^6}{800*(287.5)^2} = 2.781\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.781*20.6}{420}}\right) = 0.00715$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.00715 * 287.5 * 800 = 1644.5\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 1644.5\ mm^2 \ldots.\ OK$$

$$\therefore A_s = 1644.5\ mm^2$$

$$Take\ \mathbf{7\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1781.28\ mm^2 > A_{s,req} = 1644.5\ mm^2 \ldots.\mathbf{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 7*18}{6} = 95.67 > 25mm \ldots.ok$$

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

Tension = Compression

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

$$1781.28 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 45.84\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.84}{0.85} = 53.93\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5-53.93}{53.93}\right) = 0.0157 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ldots . \boldsymbol{OK}.$$

5) *Positive reinforcement* of fifth span : $M_u = 202.9\ KN.m$

$$Mn = Mu/\phi = 198.8/0.9 = 225.44\ KN.m\ .$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{225.44*10^6}{800*(287.5)^2} = 3.41\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.41*20.6}{420}}\right) = 0.00894$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0894 * 287.5 * 800 = 2056.2\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 2056.2\ mm^2 \ldots.\ OK$

$$\therefore A_s = 2056.2\ mm^2$$

$Take\ \mathbf{6\emptyset 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 2280.8\ mm^2 > A_{s,req} = 2056.2\ mm^2 \ldots.\mathbf{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 22}{5} = 113.6 > 25mm \ldots.ok$$

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

Tension = Compression

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

$$2280.8 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 58.7$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.7}{0.85} = 69.06\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 69.06}{69.06}\right) = 0.0095 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ \ldots\ OK.$$

- **Design of negative moment:**

1) $\boldsymbol{Negative\ \ momenton\ at}$ **support** $\mathbf{(2)} \boldsymbol{M_u = 339.3\ KN.m}$

$Mn = Mu/\phi = 339.3/0.9 = 377\ KN.m$.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{350.67*10^6}{800*(287.5)^2} = 5.70\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.30*20.6}{420}}\right) = 0.0163$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.015 * 800 * 287.5 = 3749\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \ \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 3749\ mm^2$ …. *OK*

$\therefore A_s = 3749\ mm^2$

Take $\mathbf{10\emptyset 22}$ *in one layer with* $A_{s,pro} = 3801.33\ mm^2 > A_{s,req} = 3749\ mm^2$ …. **OK**

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 10*22}{9} = 53.33 > 25mm \ldots . ok$$

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

Tension = Compression

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

$$3801.33 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 97.83\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{97.83}{0.85} = 115.09\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5-115.09}{115.09}\right) = 0.0045 < 0.005.\ \ Not\ ok$$

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

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.0045 - 0.002) = 0.858$$

$$Mn\ =\ Mu\ /\phi = 339.3/0.858\ = 395.45\ KN.m\ .$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{395.45*10^6}{800*\ (287.5)^2} = 5.98\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.98*20.6}{420}}\right) = 0.0173$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0173 * 800 * 287.5 = 3979\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d\ \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5\ \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$=\ 670.7\ mm^2 < 766.67\ \ mm^2\ \ \ldots\ldots\ \ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,min} = 766.67\ \ mm^2 < A_{s,req}\ = 3979\ mm^2\ \ldots.\ OK$$

$$\therefore A_{s,req} = 3979\ mm^2$$

$$Take\mathbf{11\emptyset 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 4181.46\ mm^2 > A_{s,req}\ = 3979\ mm^2 \ldots . \mathbf{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 11 * 22}{10} = 45.8 > 25mm \ldots . ok$$

2)*Negative momenton at* support (3), $M_u = 126.6\ KN.m$

$Mn\ =\ Mu\ /\phi = 126.6/\ 0.9\ =\ 140.67\ KN.m$.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{140.67*10^6}{800*\ (287.5)^2} = 2.13\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.13*20.6}{420}}\right) = 0.0054$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.0054 * 800 * 287.5 = 1242\ mm^2$

- Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d\ \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5\ \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ \ mm^2\ \ \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 766.67\ \ mm^2 < A_{s,req}\ = 12642\ mm^2 \ldots .\ OK$

$$Take\ \mathbf{5\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1272.35\ mm^2 > A_{s,req}\ = 1242\ mm^2\ \ldots . \mathbf{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 18}{4} = 152.5 > 25\ mm\ \ldots . ok$$

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

Tension = Compression

$$As\ *\ fy\ =\ 0.85\ *\ f_c'\ *\ b\ *\ a$$

$$1272.35 *\ 420\ =\ 0.85\ *\ 24\ * 800\ *\ a$$

$$a = 32.74\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.74}{0.85} = 38.52\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 38.52}{38.52}\right) = 0.0194 > 0.005 \therefore \phi\ = 0.9\ \ldots\ \boldsymbol{OK}.$$

3)*Negative momenton at* support (4) $\boldsymbol{M_u = 155.8\ KN.m}$

$Mn\ =\ Mu\ /\phi = 155.8/\ 0.9\ = 173.11\ KN.m$.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{173.11 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 2.62\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.62*20.6}{420}}\right) = 0.0067$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0067 * 800 * 287.5 = 1541\ mm^2$$

- Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \ \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2 \ \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 1541\ mm^2 \ldots.\ OK$$

$$Take\ \mathbf{7\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1781.3\ mm^2 > A_{s,req} = 1541\ mm^2 \ldots.\text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 18}{6} = 95.67 > 25\ mm \ldots. ok$$

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

Tension = Compression

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

$$1781.3 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 45.84\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.84}{0.85} = 53.93\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 53.93}{53.93}\right) = 0.013 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ \ldots\ \boldsymbol{OK}.$$

4)*Negative momenton at* support (5) , $M_u = 226.5\ KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{226.5}{0.9} = 251.67\ KN.m$.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{251.67*10^6}{800*(287.5)^2} = 3.81\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.81*20.6}{420}}\right) = 0.00101$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.0101 * 800 * 287.5 = 2300\ mm^2$

- Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \ \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 670.7\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,min} = 766.67\ mm^2 < A_{s,req} = 2300\ mm^2$ …. *OK*

$\therefore A_s = 2300\ mm^2$

Take **7Ø22** *in one layer with* $A_{s,pro} = 2660.91\ mm^2 > A_{s,req} = 2300\ mm^2$ …. **OK**

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 7*22}{6} = 91 > 25mm \text{ …. } \boldsymbol{ok}$$

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

Tension = Compression

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

$$2660.9 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 68.48\ mm.$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.48}{0.85} = 80.56\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{289-80.56}{80.56}\right) = 0.0077 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \ \ldots \boldsymbol{OK}.$$

4-6-1 Design of Beam (B17) for shear

1) **Design of shear at Span (1) :**

Critical section at distance $d = 287.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 332.6\ KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

$Case\ 1$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$V_u = 332.6\ KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43$ KN**….. Not Ok**

$Case\ 2$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ KN < V_u = 332.6\ KN > \phi * V_c = 187.8$ **….. Not Ok**

$Case\ 3$

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

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82\ KN$$

OR

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5\ KN$$

$\phi * V_c = 140.84\ KN < V_u = 332.6\ kN > \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c$ **= 198.34 KN …… Not ok**

$Case\ 4$

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

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69\ KN$$

$$\phi*Vs'+\phi*Vc=281.69+140.84=\ 422.58\ \text{KN}$$

$$min\ \phi * V_s + \phi * V_c \ = 198.34\ KN < V_u = 332.6\ KN < \ \phi * Vs' \ + \ \phi * Vc = 422.58\ \ldots..$$

Not Ok

$$Case\ 4$$

Vs = (Vu/ϕ) – Vc = (332.6/0.75) - 187.8 = 255.7 KN

Use 2-leg ϕ10

$$(\frac{\text{Av}}{\text{s}}) = \frac{\text{Vs}}{\text{Fy}\times\text{d}}$$

Av= (π/4) *$(10)^2$ *2 = 157.08 mm^2

s=(Av*fy*d)/Vs

s=(157.08*420*287.5)/(83.54)= 227.045 mm

Check for max. spacing

Smax=d/2=287.5/2=143.75……control

Smax=600mm

Use 2-leg ϕ10@140mm

2) **Design of shear at Span (2) :**

Critical section at distance $d = 287.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 271.9\ \ KN$

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

$$= \ \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 \ * 10^{\ -3} = \ 187.8\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 271.9\ KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ \text{KN}$$**….. Not Ok**

$$Case\ 2$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ KN < V_u = 271.9\ KN > \phi * V_c = 187.8$$ **….. Not Ok**

$$Case\ 3$$

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

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82\ KN$$

OR

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5\ KN$$

$$\phi * V_c = 140.84\ KN < V_u = 271.9\ kN > \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c$$ **= 198.34 KN …… Not ok**

$$Case\ 4$$

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

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

ϕ*Vs'+ϕ*Vc= 281.69 +140.84 = 422.58 KN

$min\ \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34\ KN < V_u = 271.9\ KN < \phi * Vs' + \phi * Vc = 422.58$ **….. Not Ok**

$Case\ 4$

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(271.9/0.75) -187.8 =174.7 KN

Use 2-leg ϕ10

$(\frac{Av}{s}) = \frac{Vs}{Fy \times d}$

Av= (π/4) *(10)² *2 = 157.08 mm²

s=(Av*fy*d)/Vs

s=(157.08*420*287.5)/(83.54)= 227.045 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=287.5/2=143.75……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ10@140mm

3) **Design of shear at Span (3) :**

Critical section at distance $d = 287.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 171.7KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$V_u = 171.7\ KN >$ $\frac{1}{2} * \phi * V_c =$ 70.43 KN**….. Not Ok**

$$Case\ 2$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ KN < V_u = 171.7\ KN <$ $\phi * V_c =$187.8 **….. Ok**

No shear Reinforcement is required.

4) **Design of shear at Span (4) :**

Critical section at distance $d = 287.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 241.9\ KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

$Case\ 1$

$$V_u < \tfrac{1}{2} * \ \phi * V_c$$

$V_u = 239.1\ KN > \tfrac{1}{2} * \ \phi * V_c =$ 70.43 KN**….. Not Ok**

$Case\ 2$

$$\frac{1}{2} * \ \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$\tfrac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ KN < V_u = 241.9KN > \ \phi * V_c =$187.8 **….. Not Ok**

$Case\ 3$

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

$$min\ \phi * V_S \ = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82\ KN$$

OR

$$min\ \phi * V_S \ = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$min\ \phi * V_S \ = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5\ KN$$

$\phi * V_c = 140.84\ KN < V_u = 241.9\ kN > \ \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c$ = 198.34 KN **…… Not ok**

$Case\ 4$

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

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

ϕ*Vs' + ϕ*Vc = 281.69 + 140.84 = 422.58 KN

$min\ \phi * V_s + \phi * V_c$ = 198.34 $KN < V_u = 241.9\ KN <$ ϕ * Vs′ + ϕ * Vc =422.58 **….. Ok**

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(241.9/0.75) -187.8 = 133.5 KN

Use 2-leg ϕ10

$(\frac{Av}{s}) = \frac{Vs}{Fy \times d}$

Av= (π/4) *(10)² *2 = 157.08 mm²

s=(Av*fy*d)/Vs

s=(157.08*420*287.5)/(83.54)= 227.045 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=287.5/2=143.75……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ10@140mm

1) **Design of shear at Span (5) :**

Critical section at distance $d = 287.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 252.5\ KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \tfrac{1}{2} * \phi * V_c$$

$V_u = 252.5\ KN >$ $\frac{1}{2} * \phi * V_c =$ 70.43 KN**….. Not Ok**

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43\ KN < V_u = 252.5\ KN >$ $\phi * V_c =$ 187.8 **….. Not Ok**

Case 3

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

$$min\ \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_S = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82\ KN$$

OR

$$min\ \phi * V_S\ = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$min\ \phi * V_S\ = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5\ KN$$

$\phi * V_c = 140.84\ KN < V_u = 252.5\ kN >\ \ min\ \phi * V_s + \phi * V_c$ = 198.34 KN **…… Not ok**

$Case\ 4$

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

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69\ KN$$

ϕ*Vs' + ϕ*Vc = 281.69 + 140.84 = 422.58 KN

$min\ \phi * V_s + \phi * V_c\ = 198.34\ KN < V_u = 252.5\ KN <\ \phi * Vs' + \phi * Vc$ =422.58 **….. Ok**

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(252.5/0.75) -187.8 = 148.9 KN

Use 2-leg ϕ10

$(\frac{Av}{s}) = \frac{Vs}{Fy \times d}$

Av= (π/4) *(10)² *2 = 157.08 mm²

s=(Av*fy*d)/Vs

s=(157.08*420*287.5)/(83.54)= 227.045 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=287.5/2=143.75……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ10@140 mm

4-7 Design of two way ribbed slab (R007)

1. Minimum thickness for ribbed slab h= 35 cm

Check for the minimum thickness of the slab:

-All Exterior and interior beams have a rectangular section of 80 cm width and 35 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.80 * 0.35^3}{12} = 28.58 * 10^{-4}\ m^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

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

$$I_{rib} = 0.52 * \frac{0.1166^3}{3} + 0.4 * \frac{0.0366^3}{3} + 0.12\ \frac{0.2334^3}{3} = 7.77 * 10^{-4} m^4$$

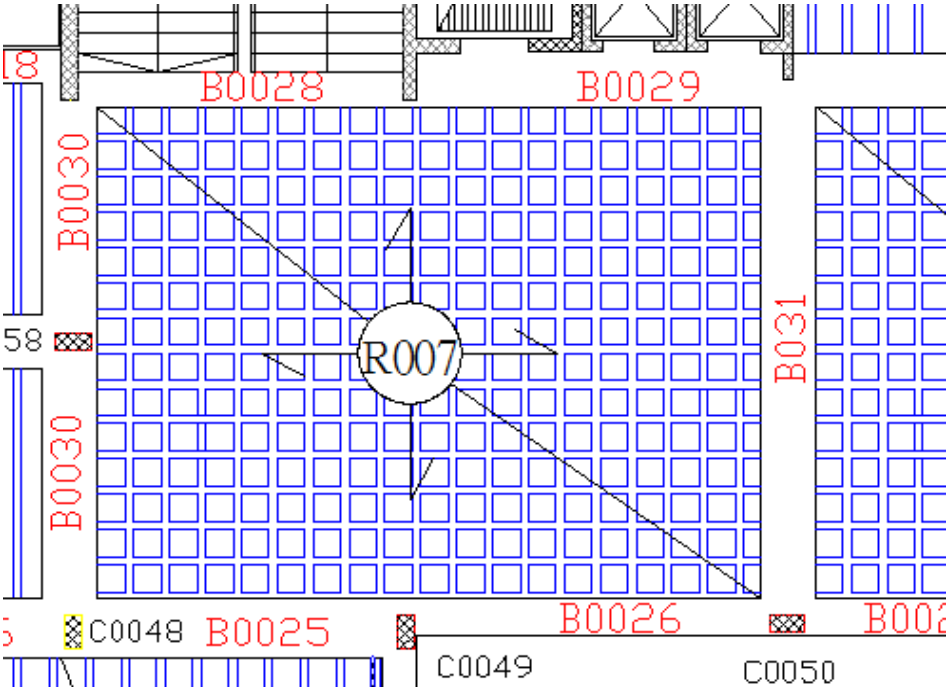


fig.(4.15): Two way Ribbed slab.

$Short\ direction\ l = 7.25\ m = 725\ cm$

$Long\ direction\ l = 9.60\ m = 960\ cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * \left(\frac{7.25}{2} + 0.8\right)}{0.52} = 66.12 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{66.12} = 0.43$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * \left(\frac{9.6}{2} + 0.8\right)}{0.52} = 83.67 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{83.67} = 0.34$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (7.25 + 0.8)}{0.52} = 120.28 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{120.28} = 0.23$$

$$I_{s4} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (9.6 + 0.8)}{0.52} = 155.4 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{155.4} = 0.18$$

$$\alpha_m = \frac{0.43 + 0.34 + 0.23 + 0.18}{4} = 0.295 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{9.6 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{9.6}{7.25} * (0.295 - 0.2)} = 0.289\ m$$

$h = 35\ cm > 28.9\ cm\ \ - OK$

Take slab thickness

$h_{slab} = 35\ cm\ ,\qquad 8\ cm\ Topping\ \ ,27\ cm\ Concrete\ Block$

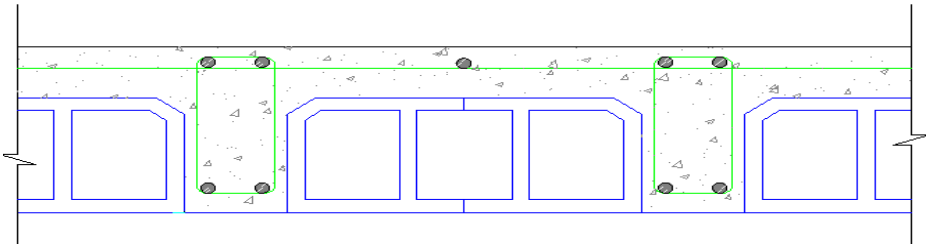


Fig.(4.16): Typical section in ribbed slab.

2. Load calculation:

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

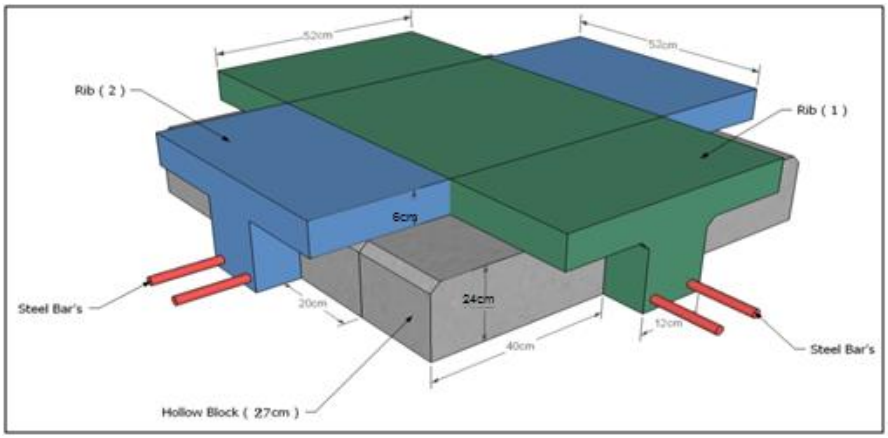


Fig.(4.17): Two way ribbed slab

Table (4.3) Calculation of the total dead load for two way rib slab (25).

Material	Quality Density (KN/m^3)	$W = \gamma * V$ (KN)
Tiles	23	23 × 0.03 ×0.52 ×0.52 = 0.186
Mortar	22	22 × 0.02 ×0.52 ×0.52 = 0.119
Sand	16	16 × 0.07 ×0.52 ×0.52 = 0.303
Topping	25	25 × 0.08 ×0.52 ×0.52 = 0.541
Concrete Rib	25	25 × 0.27 ×0.12 ×(0.52+0.4) = 0.745
Concrete Block	15	15 × 0.27 ×0.4 ×0.4 = 0.648
Plaster	22	22 × 0.02 ×0.52 ×0.52 = 0.119
Partition = 1.5 KN/m^2		1.5 ×0.52 ×0.52 = 0.406
Total Dead load, KN		3.067

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{3.067}{0.52 * 0.52} = 11.34\ KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 11.34 = 13.608\ KN/m^2$$

$LL = 5\ KN/m^2$

$w_L = 1.6 * 5 = 8\ KN/m^2$

$$w = 13.608 + 8 = 21.608\ KN/m^2$$

3. Moments calculations:

$Ma = Ca\ wla^2 bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2 bf$

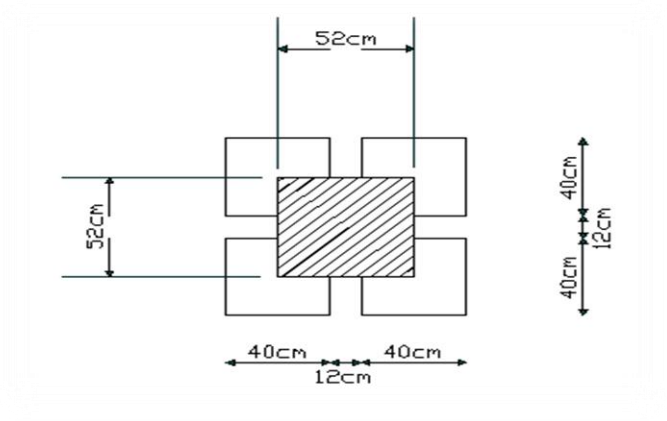


Fig.(4.18): Two way ribbed slab

-Negative moment

$C_{a,neg} = 0.00$

$C_{b,neg} = 0.044$

$\boldsymbol{M_{a,neg} = 0}$

$\boldsymbol{M_{b,neg} = (0.044 * 21.608 * 9.6^2) * 0.52 = 45.56\ KN.m}$

-Positive moment

$C_{aD,pos} = 0.051$

$C_{bD,pos} = 0.02$

$C_{aL,pos} = 0.056$

$C_{bL,pos} = 0.02$

$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.051 * 13.608 * 7.25^2 + 0.056 * 8 * 7.25^2) * 0.52 = 31.21\ KN.m}$

$$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = \left(0.02 * 13.608 * 9.6^2 + 0.02 * 8 * 9.6^2\right) * 0.52 = 20.71\ KN.m}$$

Design of positive moment

- **Short direction ($\boldsymbol{Mu = 31.21\ KN.m}$)**

  $$\boldsymbol{bf = 520\ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{31.21 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 2.99\ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.99}{420}}\right) = 0.0077$$

$$As = \rho.b.d = 0.0077 \times 120 \times 311 = 287.36\ mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

$$As, min = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 311 = 108.8\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 311 = 124.4\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

- $As, required = 287.36\ mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $As, required = 287.36\ mm^2$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.84\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.84}{0.85} = 62.16\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311-62.21}{62.21}\right) = 0.012 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots OK.$$

Design for Discontinuous edge

$A_s = \frac{1}{3} A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 308\, mm^2 = 102.67\, mm^2 < As, min = 124.4\, mm^2$

Provide $As, min = 124.4\, mm^2$

$n = \frac{As}{As\phi 12} = \frac{124.4}{113.1} = 1.1$

Use 2Ø 12 , Top . . with As = 226.2 mm^2

- **Long direction ($\boldsymbol{Mu = 20.71\ KN.m}$)**

  $\boldsymbol{bf = 520\ mm}$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311\, mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{20.71 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 1.98\, MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.98}{420}}\right) = 0.00497$$

$$As = \rho.b.d = 0.00497 \times 120 \times 311 = 185.48\, mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

$$As, min\ = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 311 = 108.8\ mm^2$$

$$As, min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 311 = 124.4\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required\ = 185.48\ mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø12, with As = 226.2 mm^2 > $As, required\ = 185.48\ mm^2$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$226.2 *\ 420\ =\ 0.85\ *\ 24\ *\ 120 *\ a$$

$$a\ = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.64\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311 - 45.64}{45.64}\right) = 0.017\ > 0.005\ \ \therefore \phi\ = 0.9\ \ldots\ OK.$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3}\ A_{s,pos} = \frac{1}{3} *\ 226.2\ mm^2 = 75.4\ mm^2 < As, min = 124.4\ mm^2$$

Provide $As, min = 124.4\ mm^2$

$$n = \frac{As}{As\phi 10} =\ \frac{124.4}{78.53} = 1.58$$

Use 2Ø 10 , Top . . with As $= 158\ \text{mm}^2$

Design of negative moment ($\boldsymbol{Mu = 45.65\ KN.m}$)

$$\boldsymbol{bf = 520\ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{45.65 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 4.3\ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.3}{420}}\right) = 0.012$$

$$As = \rho.b.d = 0.012 \times 120 \times 311 = 447.8\ mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

$$As, min = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 311 = 108.8\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 311 = 124.4\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 447.8\ mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2 \quad (OK)$

Use 3Ø14, with As = 461 $mm^2 > As, required = 447.8\ mm^2$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$461 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 79.09\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{79.09}{0.85} = 93.05\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311-93.05}{93.05}\right) = 0.007 > 0.005 \ \therefore \phi = 0.9 \ \dots OK.$$

4. Check shear strength:

$W_a = 0.56$

$W_b = 0.44$

Short direction

$$Au_a = 21.608 * 7.25 * 9.6 * 0.56 * 0.5 * \frac{0.52}{9.6} = 22.81\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * d = 22.81 - 21.608 * 0.52 * 311 = 19.32\ KN$$

$$\emptyset * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 120 * 311 = 25.14\ KN$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 19.32\ KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.75\ KN \ \dots \boldsymbol{Not\ OK}$$

$$Case\ 2$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.57\ KN < V_u = 19.32\ KN < \phi * V_c = 25.14\ KN - \boldsymbol{OK}$$

No shear reinforcement is required

4-8 Design of one way Solid Slab

Minimum thickness for deflection

(for one end continuous)

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{2.11}{24} = 8.7\ cm$$

Take $h = 12\ cm$

Assume bar diameter Ø16 for main reinforcement.

$$d = 120 - 20 - \frac{16}{2} = 92\ mm$$

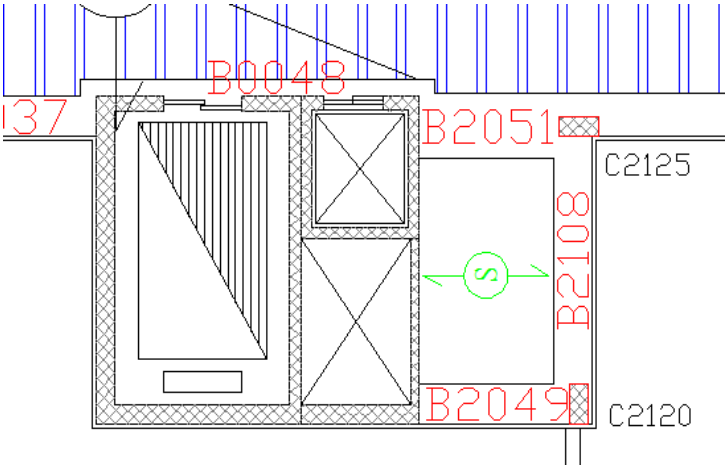


Fig. (4.19) One way solid slab

Table (4.4) Calculation of the total dead load for one way solid slab

No.	Material	W = quality density * h KN/m^2
1	Tiles	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
2	Mortar	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
3	Sand	$16 \times 0.07 \times 1 = 1.12$
4	Reinforced concrete solid slab	$25 \times 0.12 \times 1 = 3.00$
5	Plaster	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
6	Partitions $= 1.5\ KN/m^2$	$1.5 \times 1 = 1.5$
$\sum DL$		$7.63\ KN/m^2$

Dead load = $7.63\ KN/m^2$

Live load = $5\ KN/m^2$

Dead load for 1 m strip of slab $DL = 7.63 \times 1 = 7.63\ KN/m$

Live load for 1 m strip of slab $LL = 5 \times 1 = 5\ KN/m$

Design of reinforcement:

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 7.63 + 1.6 * 5 = 17.16\ KN/m$

- **Design of shear**

$$V_{u\,max} = \frac{W_u * l}{2} = \frac{17.16 * 2.11}{2} = 18.1\ KN.m$$

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 100 * 92 * 10^{-3} = 56.34\ KN$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 18.1\ KN < \frac{1}{2} * \phi * V_c = 28.17\ KN \quad -OK$$

- **Design of moment**

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{8} = \frac{17.16 * 2.11^2}{8} = 9.55\ KN.m$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu / \phi = 9.55 / 0.9 = 10.61\ KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{b * d^2} = \frac{10.61 \times 10^6}{1000 \times 92^2} = 1.25\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.25}{420}}\right) = 0.000307$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.000307 * 1000 * 92 = 28.24\, mm^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 120 = 216\, mm^2$$

$$A_{s,req} = 28.24\ mm^2 < As_{min} = 216\ mm^2 \ \ldots OK$$

$$\therefore As = 216\, mm^2$$

$$Use\ \emptyset 12$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\,\emptyset 12}} = \frac{216}{113} = 3$$

$$\therefore \boldsymbol{Take\ 6\ \emptyset 12\ /1\ m\ \ , with\ As = 678\ mm^2/1\ m\ strip}$$

or Ø12 @ 15 cm

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

4. $3h = 3 * 120 = 360\, mm$
5. $450\, mm$
6. $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 * 20 = 330\, mm \ldots but$

$$S\, max > 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300\, mm - control$$

$$s = 150\, mm < Smax = 300\, mm - Ok$$

- **Temperature and shrinkage reinforcement for 1 m strip:**

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 120 = 216\, mm^2$$

$\therefore$ $\boldsymbol{Take\ 4\ \emptyset 12\ /1\ m\quad ,with\ As = 452\ mm^2/1\ m\ strip}$

or $\boldsymbol{\emptyset 12\ @\ 15\ cm}$

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

1. $5h = 5 * 120 = 600\ mm$
2. $450\ mm$ - control

$$s = 150\ mm < Smax = 450\ mm - Ok$$

4-9 Design of column (C164)

$f_c' = 24\ Mpa$

$P_D = 971.71\ KN$

$P_L = 510.74\ KN$

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 971.71 + 1.6 \times 510.74 = 1983.24\ KN$

$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1983.24}{0.65} = 3051.14\ KN \quad \dots\ use\ \phi = 0.65 - for\ tied\ column$

$Assume\ rectangular\ section\ with$:

$Use\ \rho = 2.5\ \%$

$P_n = 0.8 \times A_g\left(0.85 \times f_c^{'} + \rho_g\left[f_y - 0.85 \times f_c^{'}\right]\right)$

$Use\ 0.8\ for\ tied\ column$

$3051.14 * 10^3 = 0.8 \times A_g(0.85 \times 24 * (1 - 0.025) + [420 * 0.025])$

$$A_g = 81574.53\ mm^2$$

$Use\ 0.6 \times 0.35\ m^2\ with\ A_g = 210000\ mm^2 > A_{g.required} = 81574.53\ mm^2$

1) $Check\ \ for\ Slenderness$:

$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 - for\ braced\ \ frame\ with\ M_{min}.$

l_u: $Actual\ unsupported\ (unbraced)\ length.$

r: $radius\ of\ \ gyration\ of\ its\ cross\ section = \ 0.3\ h$

$l_u = 4.15\ m$

$K = 1.0 - for\ columns\ in\ nonsway\ frame.$

$a)\ In\ 35\ cm - Dirction$:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_x} = \frac{1 \times 4.15}{0.3 \times 0.35} = 39.53 > 22$$

$$\therefore long\ \ Column\ for\ bending\ about\ X - axis.$$

$b)\ In\ 60\ cm - Dirction$:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_y} = \frac{1 \times 4.15}{0.3 \times 0.6} = 21.06 < 22$$

$$\therefore short\ Column\ for\ bending\ about\ Y - axis.$$

- $long\ \ Column\ in\ one\ direction$

2) $Calculate\ the\ minimum\ eccentricity\ e_{min}\ and\ \ the\ minimum\ moment\ M_{min}$:

About x- axis

$$e_{min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5\ mm$$

$$P_u = 1983.24\ KN$$

$$M_{min} = P_u \times e_{min} = 1983.24 \times 25.5 = 50.57\ KN.m$$

3) $Compute\ EI$:

$$EI = 0.4\ \frac{E_C \times I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

$$E_c = 4750 \times \sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15\ MPa$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times DL}{P_u} = \frac{1.2 \times 971.71}{1983.24} = 0.59$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{350 \times 600^3}{12} = 6.3 \times 10^9\ mm^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{23270.15 \times 6.3}{1 + 0.59} = 36880.99\ KN.m^2$$

4) *Determine the Euler buckling load,* P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 36880.99}{(1 \times 4.15)^2} = 21135.19\ KN$$

5) *Calculate the moment magnifier factor* δ_{ns} :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1983.24}{0.75 \times 21135.19}} = 1.14 > 1$$

$$< 1.4 \ - \ OK$$

→ *The magnifid eccentricity and moment*:

$$ey \ = \ e_{min} \times \delta_{ns} \ = 25.5 \times 1.14 = 29.07\ mm$$

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.14 \times 50.57 = 57.65\ KN.m$$

$\Rightarrow where\ M_2 = M_{min} = 57.65\ KN.m$

The magnifid moment are less than $(1.4 \times 50.57 = 70.8)$, *are required*

by $-$ *ACI* $-$ *Code Section* 10.10.2.1 .

6) *Select the column reinforcement from Interaction Diagram* :

About x – axis

$a)\ Compute\ the\ ratio\ \ e/h$:

$$\frac{ey}{h} = \frac{29.07}{400} = 0.083$$

$b)\ Compute\ the\ ratio\ \gamma$:

$$Assume\ \emptyset 20\ for\ bars: \gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 20}{350} = 0.66$$

$c)\ Use\ interaction\ diagram\ A - 9a\ and\ A - 9b$

$selected\ dimention: h = 350\ mm\ \ , b = 600\ mm.$

$assum\ \rho = 0.025$

$$at\ \gamma = 0.6 \ldots\ldots\ldots\ldots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.4\ Ksi$$

$$at\ \gamma = 0.75 \ldots\ldots\ldots\ldots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.5\ Ksi$$

$$by\ interpolation\ \ \gamma = 0.66 \ldots\ldots\ldots\ldots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.44\ Ksi$$

$$\emptyset * Pnx = 2.44 * \frac{1000}{145} * 600 * 350 = 3.53\ MN$$

$$\emptyset * Pn = 3530\ KN > Pu = 1983.24\ KN\ \ - Safe$$

6) $Select\ the\ reinforcement$:

$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.02 \times 600 \times 350 = 4200\ mm^2$ …… Use 14 Ø 20

$Design\ of\ the\ Tie\ Reinforcement$:

$S \leq 16\ d_b (longitudonal\ bar\ diameter) \rightarrow 16 \times 20 = 320\ mm$

$S \leq 48\ d_t\ (tie\ bar\ diameter) \rightarrow 48 \times 10 = 480\ mm$

$S \leq Least\ dimension. \rightarrow Least\ dim. = 350\ mm$

$$Use\ \emptyset 10\ @\ 20\ cm.$$

4-10 Design of stairs

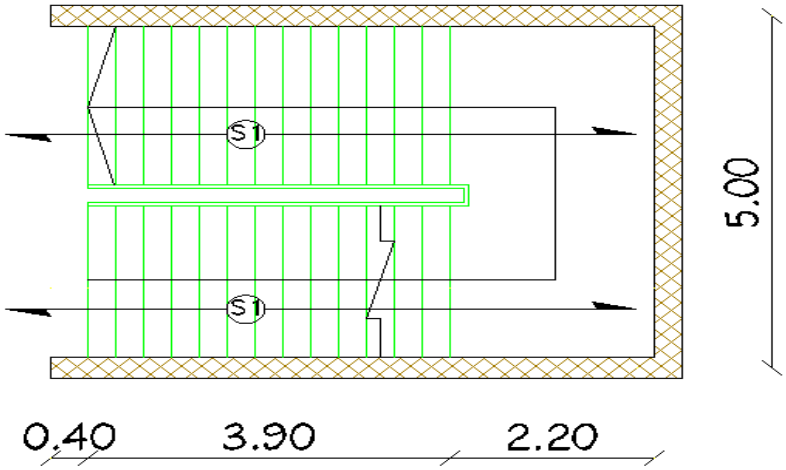


Fig.(4.20): stair plan

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

$l = (0.4 + 3.9 + 1.1) = 5.4\ m$

$h_{req} = \frac{l}{20} = \frac{5.4}{20} = 0.255\ m$

In the case presented here, where the slab end is cast with the supporting beams and additional negative reinforcement is provided, minimum thickness can be assumed to be:

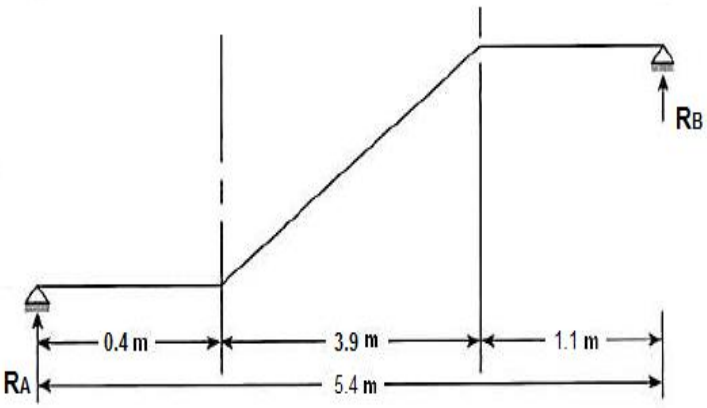


Fig. (4.21): Structural analysis

$h_{req} = \frac{l}{28} = \frac{5.4}{28} = 0.182\ m$

Take h = 25 cm.

For Landing:

L = 4.7 m

$h_{req} = \frac{l}{20} = \frac{4.7}{20} = 0.24\ m$

Use h= 25 cm.

- **Load Calculations:**

The stair slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{175}{300}\right) = 30.26$.

For Flight :

Table (4.5): Dead Load for flight.

Material	Quality Density KN/m^3	$W \quad KN/m$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.175 + 0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.418$
mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.175 + 0.3}{0.3}\right) \times 0.02 \times 1 = 0.697$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.175 \times 0.3}{2}\right) \times 1 = 2.188$
Reinforced Concrete solid slab	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 30.26^o} = 7.236$
Plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 30.26^o} = 0.764$
Total Dead Load, KN/m		12.303

Live Load = 5×1 = 5 KN/m.

Total Dead Load For Flight = 1.2×12.30 + 1.6×5 = 22.76 KN/m.

For Landing :

Table (4.6): Dead Load For Landing.

Material	Quality Density KN/m^3	$\gamma \cdot h \cdot 1$ KN/m
Tiles	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
mortar	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Reinforced Concrete solid slab	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
Plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Total Dead Load		8.01

Live Load = $5 \times 1 = 5\ KN$

Total Dead Load For landing = $1.2 \times 8.01 + 1.6 \times 5 = 17.61\ KN/m$

use $b = 100\ cm$

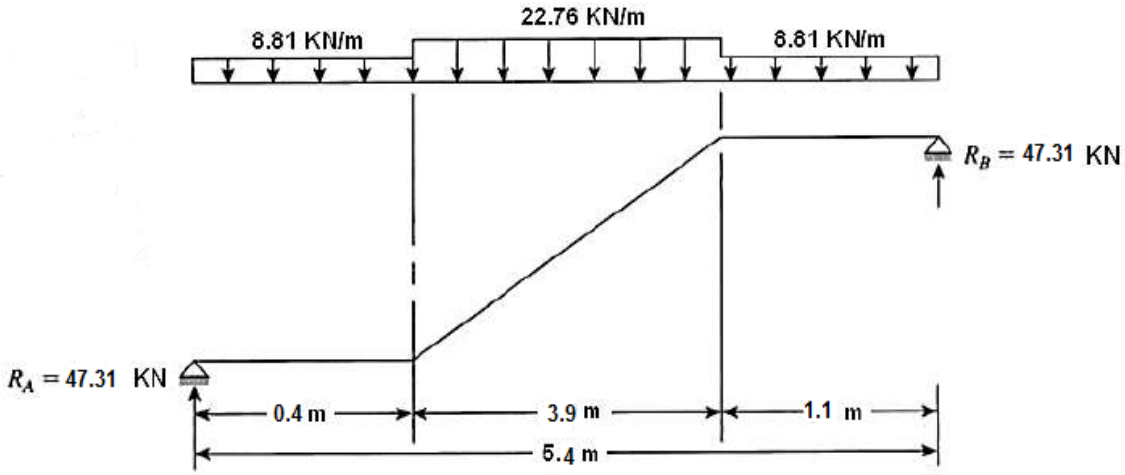


Fig.(4.22): Structural analysis for flight

- **Check for Shear strength:**

Assume Ø 14 for main reinforcement:

$$d = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273\ mm$$

$$V_u = 47.31 - 8.81 * (0.4 + 273) = 41.38\ KN$$

$$\emptyset * V_c = \frac{\emptyset\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6} = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 273}{6} = 223\ KN/1\ m$$

$$V_u = 41.38\ KN < \frac{1}{2} * \emptyset * V_c = 83.63\ KN$$

The thickness of the slab is adequate enough. So, there is no shear Reinforcement required .

- **Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:**

Mu = $47.31 * (\frac{5.4}{2}) - 8.81 * 0.4 * (\frac{0.4+3.9}{2}) - 22.76 * (\frac{3.9}{2} * \frac{3.9}{4}) = 76.89$ KN.m.

$M_{n,req}$ = Mu / 0.9 = 76.88/ 0.9 = 85.43 KN.m .

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement.

d = 300 – 20 – (14/2) = 273 mm.

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

$$R_n = \frac{85.43*10^6}{1000*(273)^2} = 1.15MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.15}{420}}\right) = 0.0028$$

As $_{req}$ = 0.0028 * 1000 * 273= 764.4 mm^2 ……..control

As $_{min}$ =0.0018 * 1000 * 300= 540 mm^2

As $_{req}$ > As $_{min}$ …… Ok

Use Ø14 , Then

N = $\frac{As}{As\ Ø14} = \frac{764.4}{153.9} = 4.96$

S = $\frac{1}{N} = \frac{1}{4.96} = 0.201$ m

Take 5 Ø 14 / 1 m

or Ø14 @ 20 cm

Check for spacing:

S = 3h=3×300 =900 mm.

S = 450.

$$S = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 24 = 320\ mm$$

$$S = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300\ mm$$…… control.

S = 200 mm < S_{max} = 300 mm (Ok)

- **Secondary Reinforcement:**

For shrinkage & Temperature As provide equal :

As_{min} = 0.0018 * B * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm^2

Use Ø14 , Then

N = $\frac{As}{As\ Ø14} = \frac{540}{153.9}$ = 3.5

S = $\frac{1}{N} = \frac{1}{3.5}$ = 0.285 m

Take 4 Ø 14 / 1 m or Ø14 @ 30cm

Check for spacing:

S = 5h=3×300 =1500 mm.

S = 450 mm. …… control

S = 300 mm < S_{max} = 450 mm (Ok)

4.10.5 Design of landing:

same thickness =25 cm.

Total Dead Load For landing = 1.2×8.01 + 1.6×5 = 17.61 KN/m.

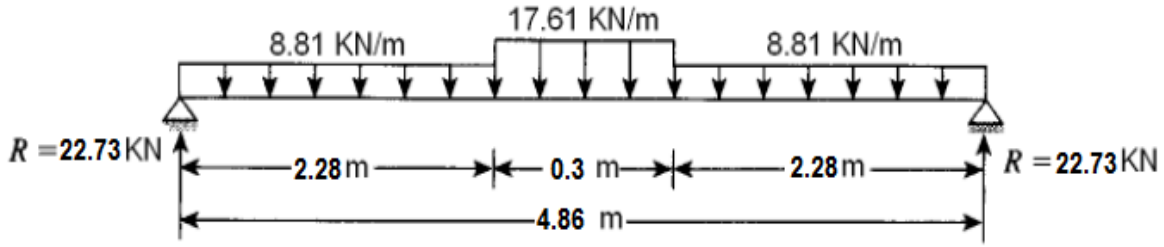


Fig.(4.23): Structural analysis for landing.

- **Design of bending moment for landing:**

Mu = 22.73 * ($\frac{4.86}{2}$) – 8.81 * 2.28 *($\frac{2.28+0.3}{2}$) – 17.61 * ($\frac{0.3}{2} * \frac{0.3}{4}$) = 29.12 KN.m.

Mn req = 29.12 / 0.9 = 32.36 KN.m

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement.

d=250 – 20 – 14 – (14/2) = 259 mm.

$$R_n = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{32.36*10^6}{1000*(259)^2} = 0.48MPa \ .$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.48}{420}}\right) = 0.00116$$

As $_{req}$ = 0.00116* 1000 * 259 = 300.44 mm^2 ……..control

As $_{min}$ =0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm^2

$As_{req} < As_{min}$ …… Ok

$As_{pro} = 540\ mm^2$, Use Φ14 , Then $N = \frac{As}{As\ Ø14} = \frac{540}{153.9} = 3.5$

$S = \frac{1}{N} = \frac{1}{3.5} = 0.285$ m

Take 4 Ø 14 / 1 m or Ø14 @ 30cm

- **Check for spacing:**

S = 3h = 3*300 = 900 mm

S = 450

$$S = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 24 = 320\ mm$$

$S = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300\ mm$ …… control

$S = 300\ mm < S_{max} = 300\ mm$ (Ok)

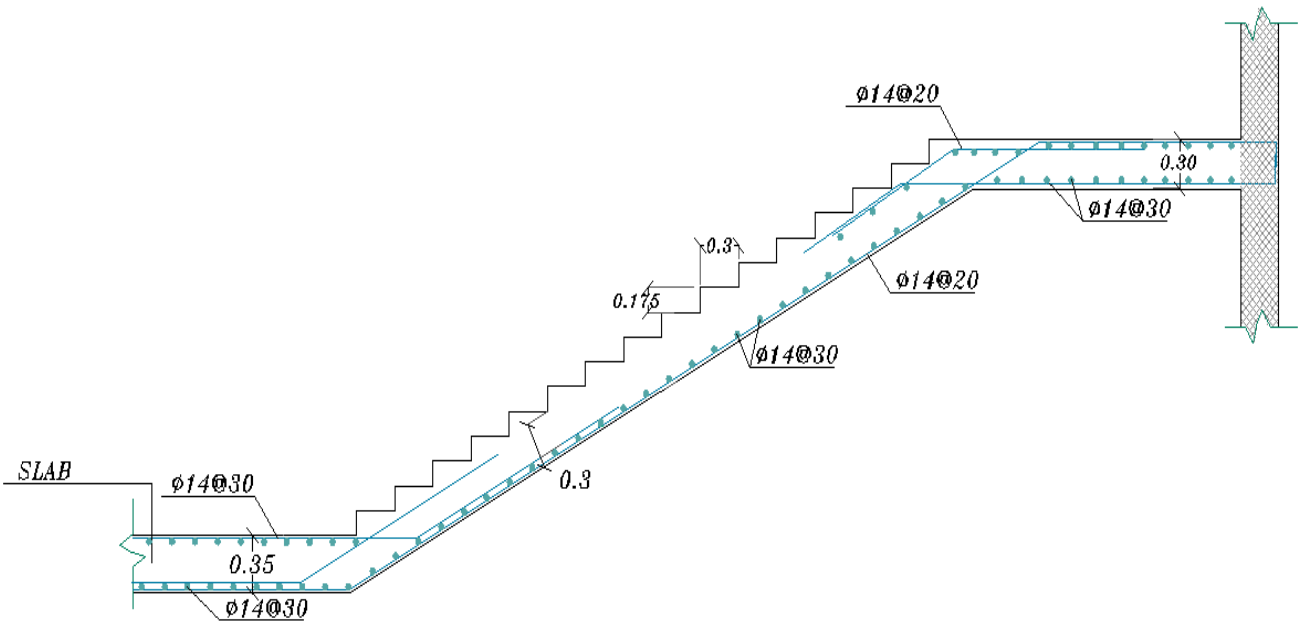


Fig. (4.24): Reinforcement Detail for Stair.

4-11 Design of Isolated Footing (F8):

$P_D = KN$

$P_L = KN$

$P_u = 2476.41\ KN$

$Column\ Dimensions = a * b = (40 * 65)\ cm$

$$Allowble\ bearing\ capacity = q_{all} = 400\ KN/m^2$$

Area of Footing:

$Soil\ Density = 17\ KN/m^3$

Assume $h = 70\ cm$

$q_{all-net} = 400 - 0.6 * 18 - 0.7 * 25 = 371.7\ KN/m^2$

$$Area = \frac{P_D + P_L}{q_{all-net}} = \frac{1895.28}{371.7} = 5.1\ m^2$$

Assume square footing $a = b = 2.25\ m$

Select $a = 2.3\ m$

$b = 2.3\ m$

Depth of footing

Assume $h = 70\ cm$

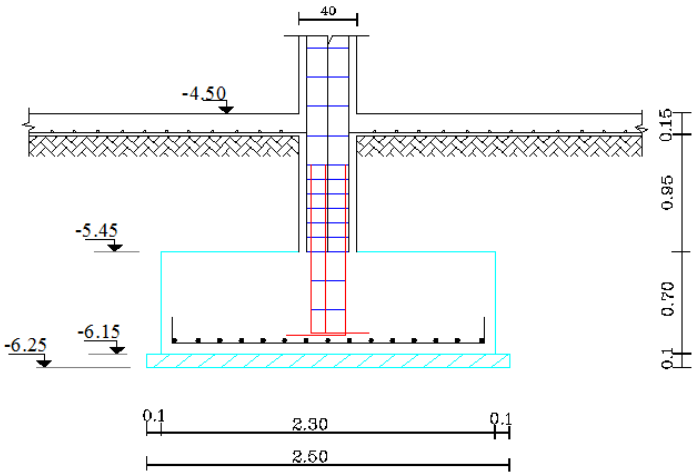
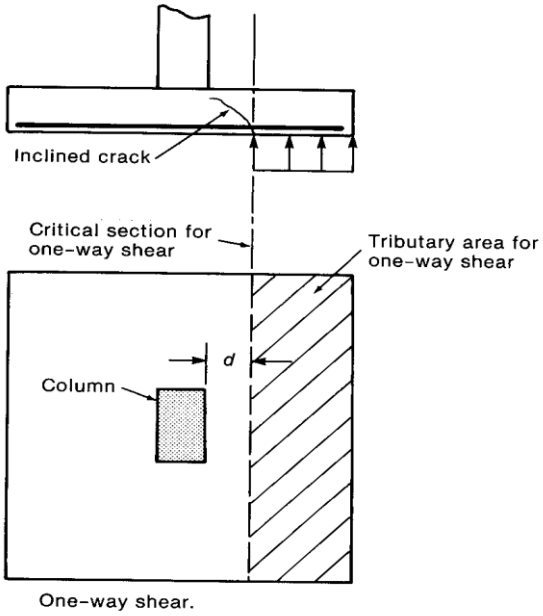


Fig. (4.25): Footing- F8.

- **Check one-way shear:**



$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = \frac{2476.41}{5.29} = 468.1\ KN/m^2$$

$$d = 700 - 75 - 14 = 611\ mm$$

$$V_u = q_{ult} * b * \left(\frac{a}{2} * \frac{B}{2} - d\right)$$

$$= 468.1 * 2.3 * \left(\frac{2.3}{2} * \frac{0.4}{2} - 0.611\right)$$

$$= 364.98\ KN$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 2300 * 611 * 10^{-3} = 860.57\ KN$$

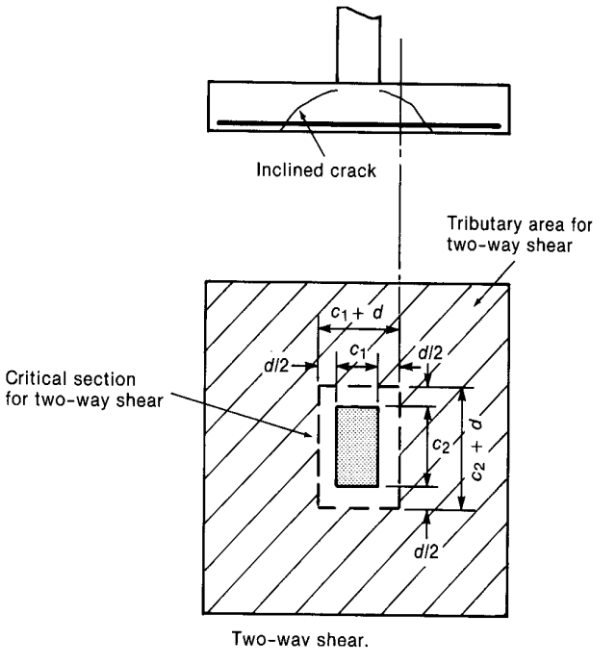
$$V_u = 364.98 << \phi * V_c = 860.57 \quad - OK$$

- **Check two-way shear:**

$$\frac{d}{2} = \frac{611}{2} = 305.5\ mm$$

$$F_{RB} = q_{ult} * A = 468.1 * 1.011 * 1.261$$

$$= 596.77\ KN$$



$$V_u = P_u - F_{RB} = 2476.4 - 596.77$$

$$= 1879.6\ KN$$

$\propto_s = 20$ for corner column

$$\beta_c = \frac{0.65}{0.4} = 1.625$$

$$b_o = (2 * 1.261) + (2 * 1.011)$$

$$= 4.544\ m$$

According to ACI, V_c shall be the smallest of:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_o d = \left(1 + \frac{2}{1.625}\right) * \frac{\sqrt{24}}{6} * 4.544 * 611 = 5056.9\ KN$$

$$V_c = \left(\frac{\propto_s * d}{b_c} + 2\right) * \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = \left(\frac{20*611}{4.544} + 2\right) * \frac{\sqrt{24}}{12} * 4.544 * 611 = 5315.1\ KN$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_o d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 4.544 * 611 = 4533.8\ KN - Control$$

$$V_u = 1879.6\ KN < \phi * V_c = 3400.4\ KN \quad - h = 70\ cm\ is\ OK.$$

- **Design of Bending moment:**

$$F_{Ru} = q_{ult} * b * \left(\frac{a}{2} - \frac{B}{2}\right) = 468.1 * 2.3 * \left(\frac{2.3}{2} - \frac{0.65}{2}\right) = 888.22\ KN$$

$$M_u = 888.22 * \frac{0.875}{2} = 366.4\ KN.m$$

$$Mn = Mu\ /\phi = 366.4/\ 0.9 = 407.11\ KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{407.11*10^6}{2300*(611)^2} = 0.474\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.474*20.6}{420}}\right) = 0.0011$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0011 * 2300 * 611 = 1605.11\ mm^2$$

Check for $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 2300 * 611 = 2529.54\ mm$$

$$A_{s,req} = 1605.11\ mm^2 < A_{s,min} = 2529.54\ mm^2 \ldots.\ OK$$

$$\therefore A_{s,min} = 2529.54\ mm^2$$

$$Select\ \mathbf{17\emptyset 14}\ \ with\ A_{s,pro} = 2616.98\ mm^2 > A_{s,req} = 2529.54\ mm^2 \ldots . \text{OK}$$

For both directions use $\mathbf{34\emptyset 14}$

$$Spacing = \frac{2300 - 75 * 2 - 17 * 14}{16} = 119.5\ mm$$

The smallest S:

1- $3h = 3 * 700 = 2100\ mm$

2- $450\ mm\ \ - Control$

$$\boldsymbol{S = 12\ cm\ is\ OK}$$

Development length of flexural reinforcement

$L_{dt}\ for\ \emptyset 14$

$$req\ L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} * d_b\ \geq 300\ mm$$

$$req\ L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{(2.5)} * 14 = 345.7\ mm\ > 300\ mm\ \ - OK$$

$$available\ L_{dt} = \left(\frac{2300 - 400}{2}\right) - 75 = 875\ mm$$

$$available\ L_{dt} = 875\ mm \gg req\ L_{dt} = 345.7\ mm\ \ -\ \ OK$$

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

- In Footing

$$\emptyset P_{nb} = \emptyset * \left(0.85 * f_c' * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\right) * 1000$$

$$A_1 = 0.65 * 0.4 = 0.26\ m^2$$

$$A_2 = 2.3 * 2.3 = 5.29\ m^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{5.29}{0.26}} = 4.5 > 2\ \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\emptyset P_{nb} = 0.65 * (0.85 * 24 * 0.26 * 2) * 1000 = 6895.2\ KN > \ P_u = 2476.41\ KN - OK$$

The Dowels are not needed for the footing

- In Column

$\emptyset P_{nb} = \emptyset * (0.85 * f_c' * A_1) * 1000$

$A_1 = 0.65 * 0.4 = 0.26\ m^2$

$$\emptyset P_{nb} = 0.65 * (0.85 * 24 * 0.26) * 1000 = 3447.6\ KN > \ P_u = 2476.41\ KN - OK$$

The Dowels are not needed for the column

$$A_{s,min} = 0.005 * A_g = 0.005 * 65 * 40 = 130\ mm^2$$

Lap splice of column

$L_s = 0.071 * f_y * d_b = 0.071 * 420 * 18 = 536.8\ mm\ -\quad use\ l_s = 550\ mm$

Development length of column reinforcement

$$req\ L_{dc} = \frac{0.24\ f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} * d_b$$

$$= \frac{0.24 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 18 = 370.4\ mm$$

$$\geq \min L_{dc} = 0.043 * f_y * d_b = 0.043 * 420 * 18 = 325.08\ mm$$

$available\ embedment = 700 - 75 - 2 * 14 = 589\ mm\ \geq req\ L_{dc} = 370.4\ mm\ \ - OK$

4-12 Design of Basement wall

$f_c' = 24\ MPa$

$f_y = 420\ MPa$

$\gamma = 18\ KN/m^3$

$\emptyset = 30°$

$LL = 5\ KN/m^2$

$Thickness = h = 20\ cm,\ cover = 2\ cm$

The design will be for 1 m width

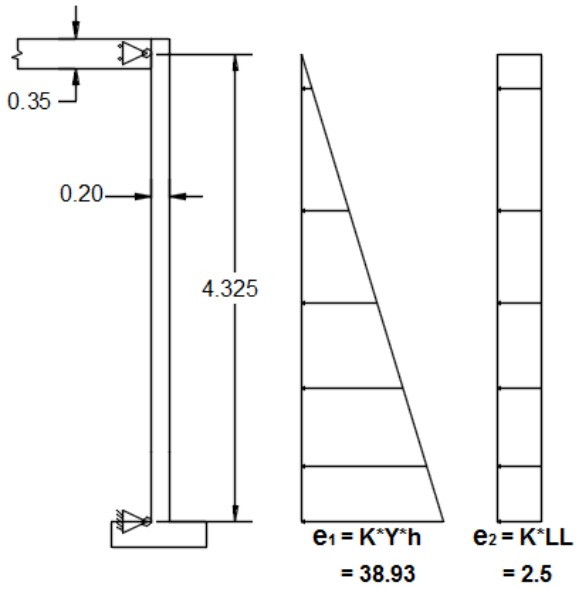


Fig.(4.26): Basement wall

- **Analysis**

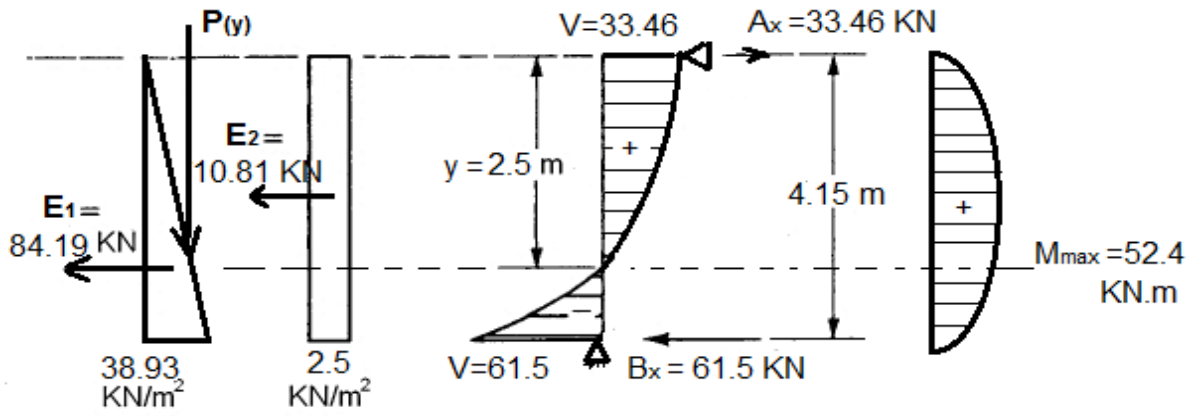


Fig. (4.27): Shear and Moment diagram.

- **Loads**

Neglect the axial load, since its low value.

$e_1 = K_o * \gamma * h$

$e_2 = K_o * LL$

$K_o = 1 - \sin \emptyset$

So,

$K_o = 1 - \sin 30 = 1 - 0.5 = 0.5$

$e_1 = 0.5 * 18 * 4.325 = 38.93\ KN/m^2$

$E_1 = 38.93 * \frac{4.325}{2} = 84.19\ KN/m^2$

$e_2 = 0.5 * 5 = 2.5\ KN/m^2$

$E_2 = 2.5 * 4.325 = 10.81\ KN/m^2$

Support reactions:

$$M_{RA} = 0.0$$

$$10.81 * \frac{4.325}{2} + 84.19 * 2 * \frac{4.325}{3} - B_X * 4.325 = 0.0$$

$$B_X = 61.5\ KN$$

$$M_{RB} = 0.0$$

$$84.19 * \frac{4.325}{3} + 10.81 * \frac{4.325}{2} - A_X * 4.325 = 0.0$$

$$A_X = 33.46\ KN$$

$V = 0 \quad at \quad y =?$

$33.46 - P(y) * \frac{y}{2} - 2.5 * y = 0$

$\frac{P_y}{y} = \frac{38.93}{4.325} = 9$

$33.46 - 9 * y * \frac{y}{2} - 2.5 * y = 0$

$4.5y^2 + 2.5y - 33.46 = 0$

$y = 2.5\ m$

$$M_{u,max} = 33.46 * 2.5 - 9 * 2.5 * \frac{2..5}{3} * \frac{2.5}{2} - 2.5 * 2.5 * \frac{2.5}{2} = 52.4\ KN.m$$

Factored internal forces

$V_u = 1.6 * V_{max} = 1.6 * 61.5 = 98.4\ KN$

$M_u = 1.6 * M_{max} = 1.6 * 52.4 = 83.84\ KN$

- **Design**

Design of shear

$d = 200 - 20 - 14 = 166\ mm$

$V_u = 98.4\ KN$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d = \phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 166 = 101.65\ KN > V_u = 98.4\ KN$$

The thickness of Wall is Adequate Enough

Design of flexure

Vertical reinforcement of Tension face

$$M_u = 83.84\ KN.m$$

$$Mn = Mu / \phi = 83.84 / 0.9 = 93.16\ KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{93.16*10^6}{1000*(166)^2} = 3.38\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.38*20.6}{420}}\right) = 0.0089$$

$$A_{s,req} = \rho bd = 0.0089 * 1000 * 166 = 1477.4\ mm^2$$

$A_{s,min} = 0.0012 * 1000 * 20 = 240\ mm$

$$A_{s,req} = 1477.4\ mm^2 > A_{s,min} = 240\ mm^2 \ldots . OK$$

$$\therefore A_{s,req} = 1477.4\ mm^2$$

$$Select\ \mathbf{10\emptyset 14}\ with\ A_{s,pro} = 1539.3\ mm^2 > A_{s,req} = 1477.4\ mm^2 \ldots . \text{OK}$$

Vertical reinforcement of Compression face:

$$A_{s,min}\ for\ flexture = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{fy} * bw * d = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 1000 * 166 = 484\ mm^2/m$$

$$A_{s,min}\ for\ flexture = \frac{1.4}{fy} * bw * d = \frac{1.4}{420} * 1000 * 166 = 553\ mm^2/m$$

$$Select\ \mathbf{5\emptyset 12}\ with\ A_{s,pro} = 565\ mm^2 > A_{s,min} = 553\ mm^2/m$$

For inside wall Ø14@10 cm $=15.3\text{cm}^2 > 14.77\ \text{cm}^2$

For outside wall Ø12@20 cm $=5.65\text{cm}^2 > 5.53\ \text{cm}^2$

Horizontal Reinforcement due to Cracking:

$A_{s,req} = 0.002 * b * h = 0.002 * 100 * 20 = 4\ cm^2/m$

For one side $As = 2\ cm^2/m$

Select for one side horizontal reinforcement Ø10@30 $cm = 2.36\ cm^2 > 2\ cm^2$

4-13 Design of Strip Footing for Basement Wall

Allowable Bearing Pressure = 400 KN/m²

Dead Load= 430.74 KN

Live Load = 137.59 KN

Surcharge $\gamma = 18\ KN\ /m^3$

Live Load over Surcharge = 5 KN/m²

Assume h= 40cm

- **Select foundation Area:**

$q\ footing = 0.4 * 25 = 10\ \frac{KN}{m^2}$

$q\ soil = 1.25 * 18 = 22.5 \frac{KN}{m^2}$

$q_u = q_{all} - q\ footing - q\ soil$

$q_u = 400 - 10 - 22.5 = 367.5 \frac{KN}{m^2}$

$A = \frac{P}{q_u} = \frac{430.74 + 137.59}{367.5} = 1.5\ m^2$

Select b = 100 cm , a = 150 cm

$Pu = 430.74 * 1.2 + 1.6 * 137.59 = 737.03\ KN$

$q_u = \frac{Pu}{A} = \frac{737.03}{1.5 * 1} = 491.4\ KN/m^2$

- **Design of shear**

$$d = 400 - 75 - \frac{20}{2} = 315\ mm$$

$$Vu = 491.4 * (0.65 - 0.315) * 1 = 164.6\ \ KN$$

$$\emptyset V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 315 = 192.9\ KN$$

$$\emptyset V_c = 192.9\ KN > Vu = 164.6\ KN\ \ - OK$$

- **Design of Moment**

$$Mu = \ 491.4 * 0.4 * \frac{0.4}{2} = 39.31\ KN$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{39.31}{0.9} = 43.68\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.68 * 10^6}{1000 * 315^2} = 0.44\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2Kn * m}{fy}}\right)\right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 * 0.44 * 20.6}{420}}\right)\right) = 0.0011$$

$$Asreq = 0.0011 * 1000 * 315 = 346.5\ mm^2$$

$$Asmin = 0.0018 * 100 * 40\ = 720\ mm^2 - \ is\ controlled$$

$$select\ \emptyset 12@15\ cm$$

$$for\ shrinkage\ and\ tempreature\ select\ \emptyset 12@20cm$$

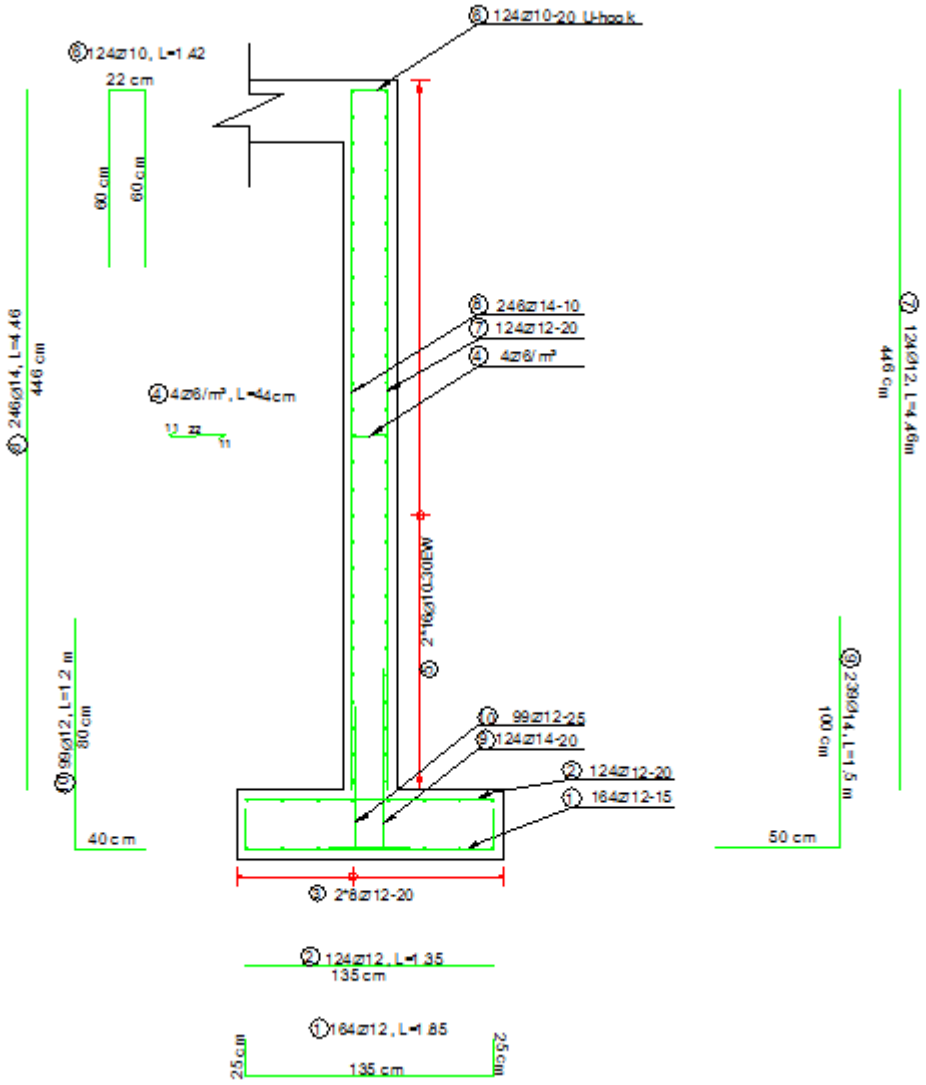


Fig.(4.28): Basement wall reinforcement.

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

5-4 الملاحق

5-1 النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, والتعرف على معطياته وجوانبه تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:

1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.
3) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان والقوة الإنشائية.

5-2 التوصيات

يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

5-3 المراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. الكود الأمريكي.

4-5 الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع للمباني التعليمية وملحقاتها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المحاضرات.	2.0	1.8
		غرف الأشغال والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	–