الفصل الثانـي

الوصف المعماري للمشروع

المحتويات

١.٢ مقدمة

٢.٢ لمحة عن المشروع

٣.٢ وصف موقع المشروع

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى

٥.٢ وصف الواجهات

٦.٢ وصف الحركة

١.١مقدمة

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

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢.٢ لمحة عن المشروع

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، و كشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مستشفيات في دورا ، نظرا للحاجة إلى التنظيم الطبي المتكامل .
وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى تحقق الأهداف التي ذكرت سابقا ويلبي جميع الاحتياجات التي يتطلبها المشروع حيث يتكون المشروع من اربع طوابق بالإضافة إلى طابق تسوية واحد، وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترح عمل المشروع عليها ١٨ دونم.

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

٣.٢ وصف موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، يبلغ مساحتها تقريبا ١٨دونم، والتي تقع في مدينة دورا ، الواقعة جنوب غرب مدينة الخليل؛ وهي ارض جبلية ترتفع قطعة الارض ٩٢٠ متر عن مستوى سطح الارض هنا سوف يثم المستشفى المراد إنشاؤه، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى وتم اختيار هذا الموقع لخدمة كل من المناطق التالية اذنا كريسة ومناطق الخط الغربي والظاهرية.

شكل (١): صورة جوية للموقع

١.٣.٢ أهمية الموقع

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مستشفى تخصصي لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمستشفى دورا التخصصي :

١.جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

٢.شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع، حيث أن هنالك طرق فرعية تحيط بالأرض من جميع النواحي ، وأيضا الموقع قريب من الشارع الالتفافي

٣.الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

٤.أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت ، حيث أنه واضح ومفصول عن المناطق السكنية وبعيد كل البعد عن الضوضاء والتلوث فهو في منطقة مرتفعة وهادئة .

٢.٣.٢حركة الرياح و الشمس

تتعرض مدينة دورا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

٣.٣.٢ الرطوبة

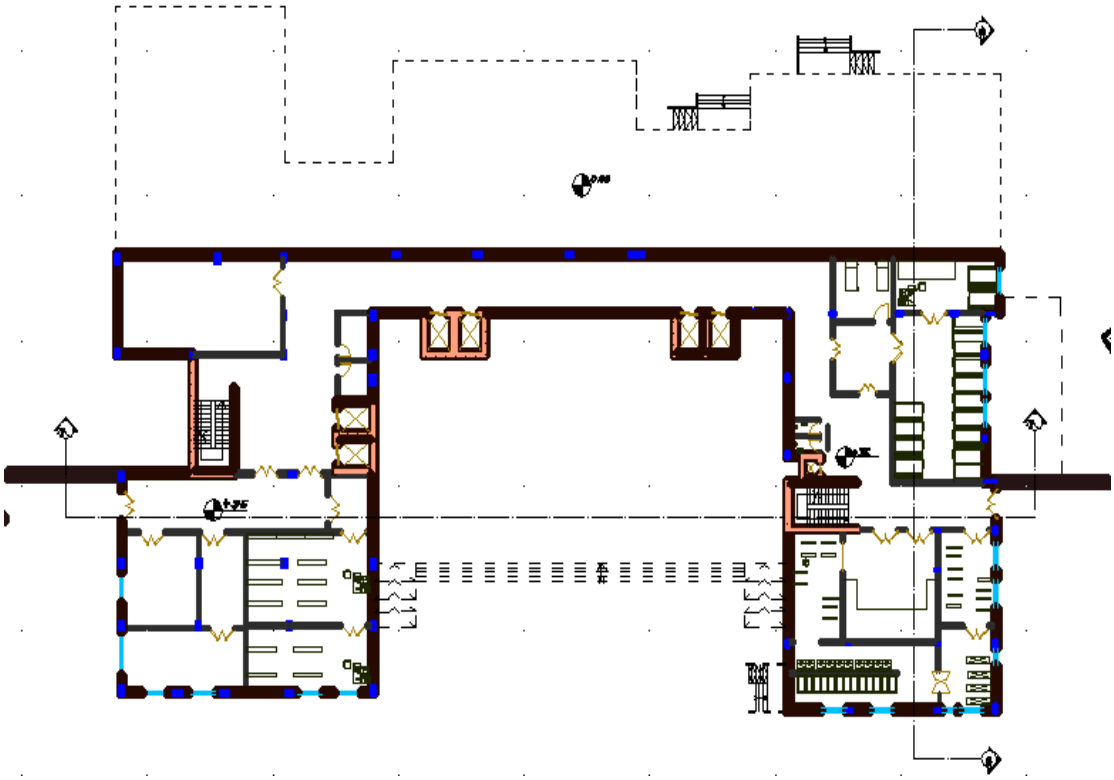
مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفا ومعتدل وماطر شتاء ومناخ دورا رغم صغرها يتباين تبعا لتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء أما فيما يتعلق بالامطار فان معدلات التساقط متفاوتة تبعا لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث ان الامطار في دورا تتراوح ما بين (٤٠٠-٦٠٠ ملم) سنويا .

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

يتكون المشروع من خمسة طوابق ذات تنوع خدماتي بمساحة اجمالية وقدرها ٩٠٤٣ متر مربع، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.

١.٤.٢ طابق التسوية

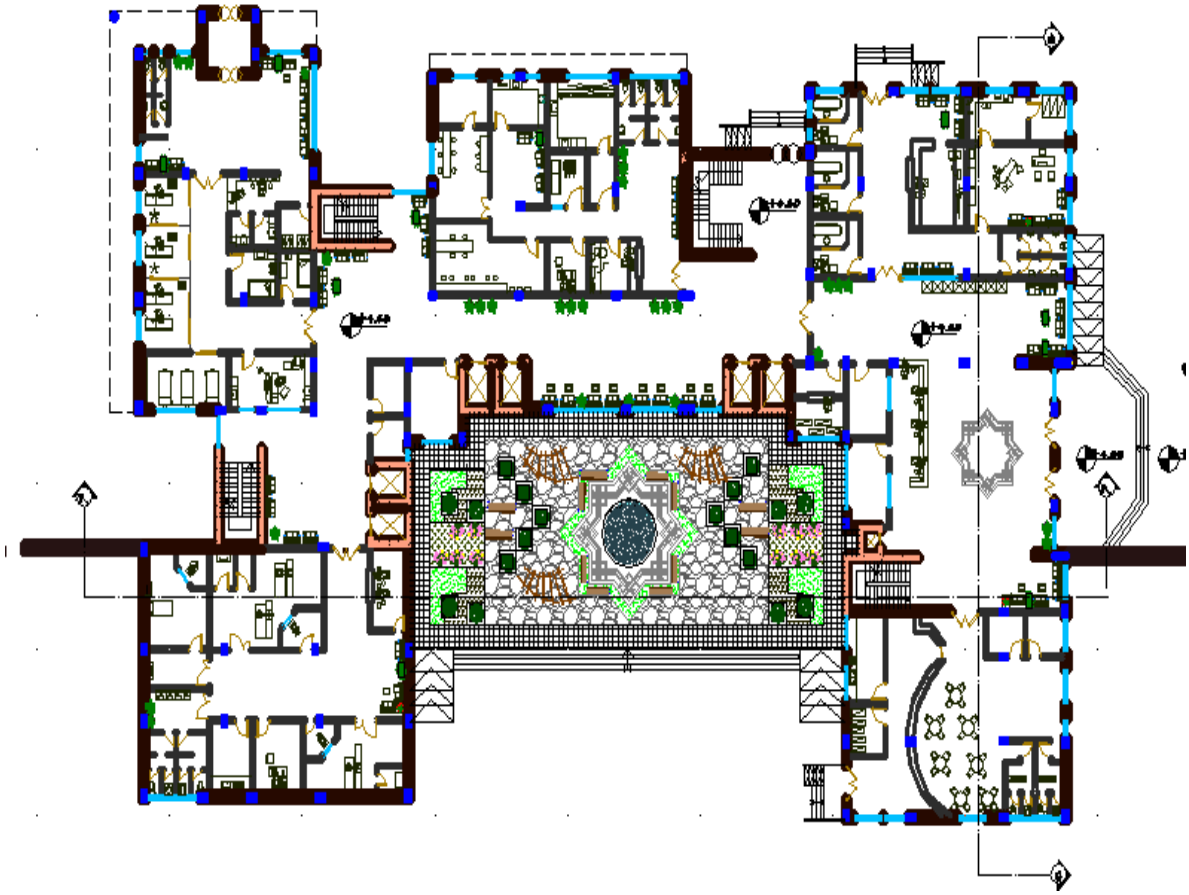
تبلغ مساحته ١٣٥١ متر مربع، ومنسوبه (٠.٧٥) متر فوق مستوى سطح الأرض، يحتوي هذا الطابق على العديد من المستلزمات التي يحتاجها المبنى مثل غرف خاصة بالمعدات والأدوية ،بالإضافة إلى ثلاجات للأموات وغرفة أرشيف، كما وتحتوي أيضا على مطابخ لتحضير الأكل الصحي للمرضى .



شكل (٢): مخطط طابق التسوية

٢.٤.٢ الطابق الأرضي

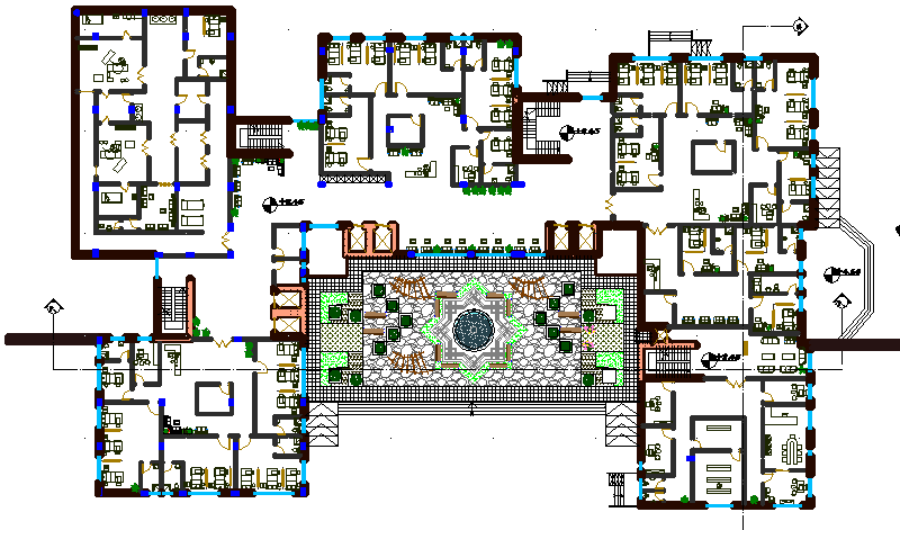
(منسوب ٤.٦م) بمساحة إجمالية ٢١٩٥.٧ م^{٢}. يحتوي هذا الطابق على كافتيريا خاصة لزائرين والمرضى ،وكما تحتوي على العديد من العيادات مثل عيادة أسنان والمختبر الخاص به وعيادات للسمع والبصريات ،ويحتوي أيضا على عيادات للفحص العام وبعض الأقسام الأخرى، إضافة إلى ذلك يحتوي على قسم الطوارئ ويتخللها أماكن استقبال الزائرين والمرضى .



شكل (٣): مخطط الطابق الأرضي

٣.٤.٢ الطابق الأول

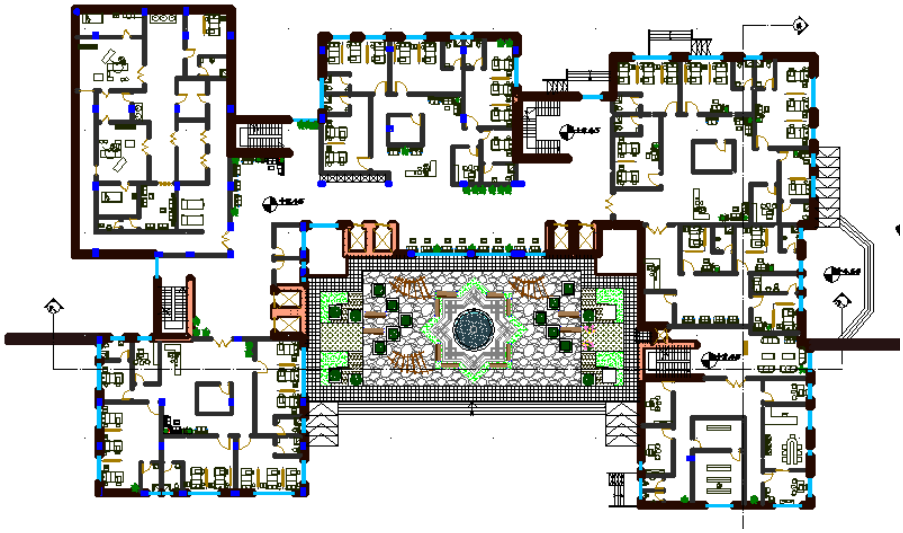
(منسوب ٨.٤٥ م) بمساحة إجمالية ٢٢٤٩.٦م^{٢}. يحتوي هذا الطابق على العديد من غرف المرضى التي تؤدي احتياجاتهم بأكمل وجه، بالإضافة إلى أماكن استقبال الزائرين والمرضى وغرف خاصة للأطباء لقضاء حاجاتهم والراحة .



شكل (٤): مخطط الطابق الأول

٤.٤.٢الطابق الثاني

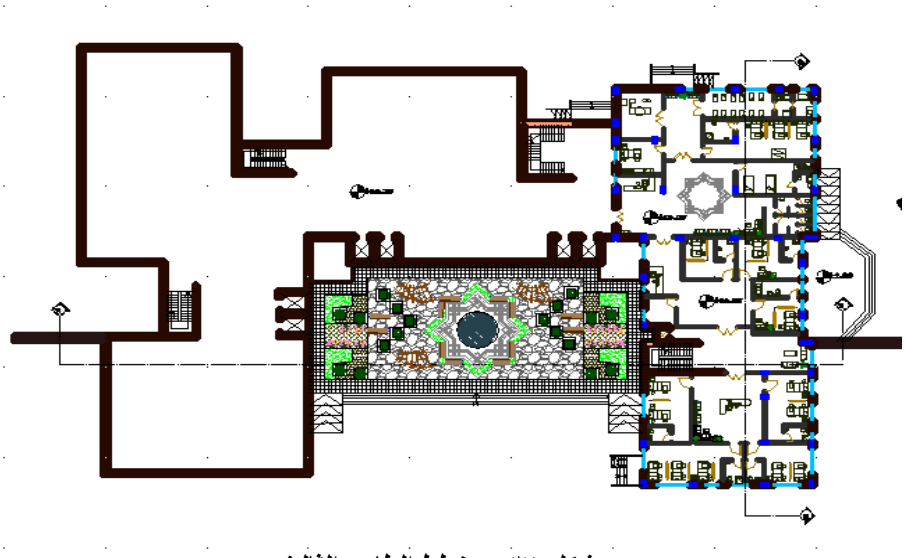
(منسوب١٢.٣ م) بمساحة اجمالية٢٢٤٩.٦ م^{٢}. يحتوي هذا الطابق على العديد من غرف المرضى التي تؤدي احتياجاتهم بأكمل وجه، بالإضافة إلى أماكن استقبال الزائرين والمرضى وغرف خاصة للأطباء لقضاء حاجاتهم والراحة .



شكل (٥): مخطط الطابق الثاني

٥.٤.٢ الطابق الثالث

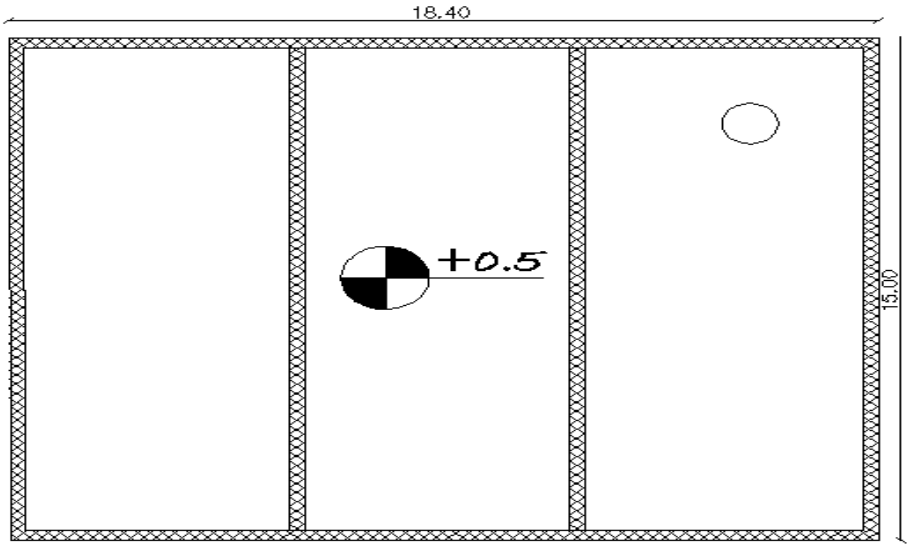
(منسوب ١٦.١٥) بمساحة إجمالية ٧٩٦.٢ م^{٢}. يحتوي هذا الطابق على غرف عامة وخاصة للمرضى، بالإضافة الى قاعة اجتماعات وبعض المكاتب الخاصة بالإداريين وغرفة معدات .



شكل (٦): مخطط الطابق الثالث

٦.٤.٢ خزان الماء :

منسوب(٥ .٠)بمساحة إجمالية ٢٨٠ م^{٢}.ويستخدم كخزان للماء أساسي لتزويد المستشفى بالماء.



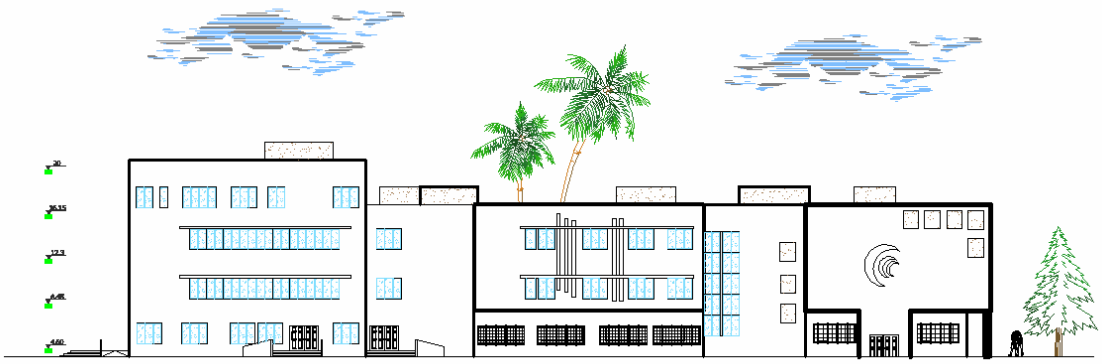
شكل (٧): مخطط خزان الماء

٥.٢ وصف الواجهات

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

١.٥.٢ الواجهة الشمالية:

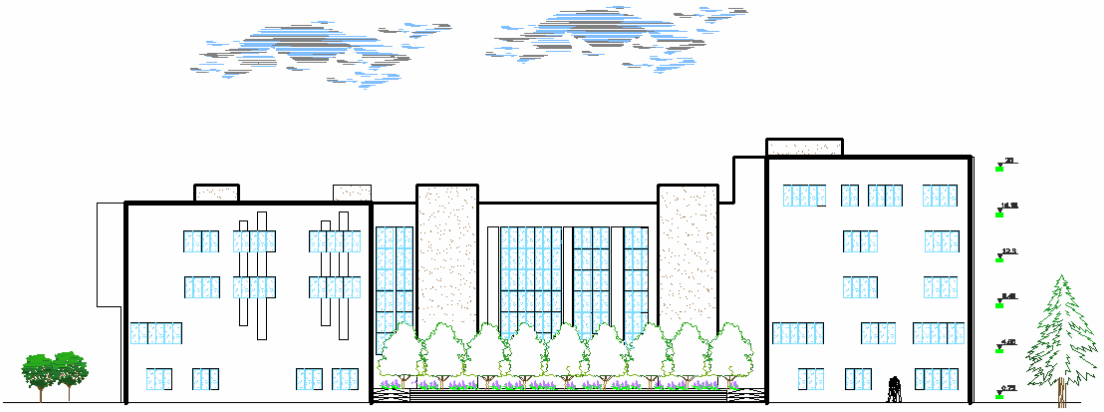
ويظهر فيها مدخل قسم العيادات الخارجية ومدخل قسم غسيل الكلى.



الشكل(٨): الواجهة الشمالية

٢.٥.٢ الواجهة الجنوبية

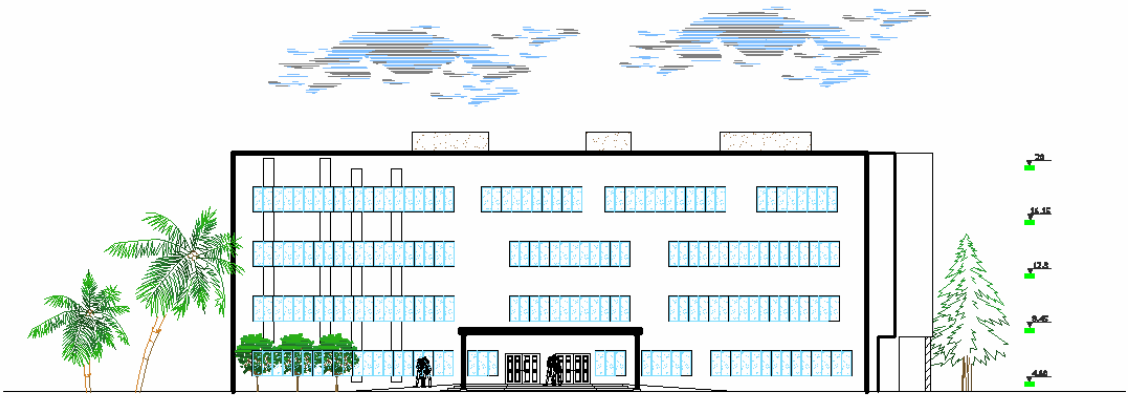
ويظهر فيها حديقة المستشفى .



الشكل(٩): الواجهة الجنوبية

٣.٥.٢ الواجهة الشرقية

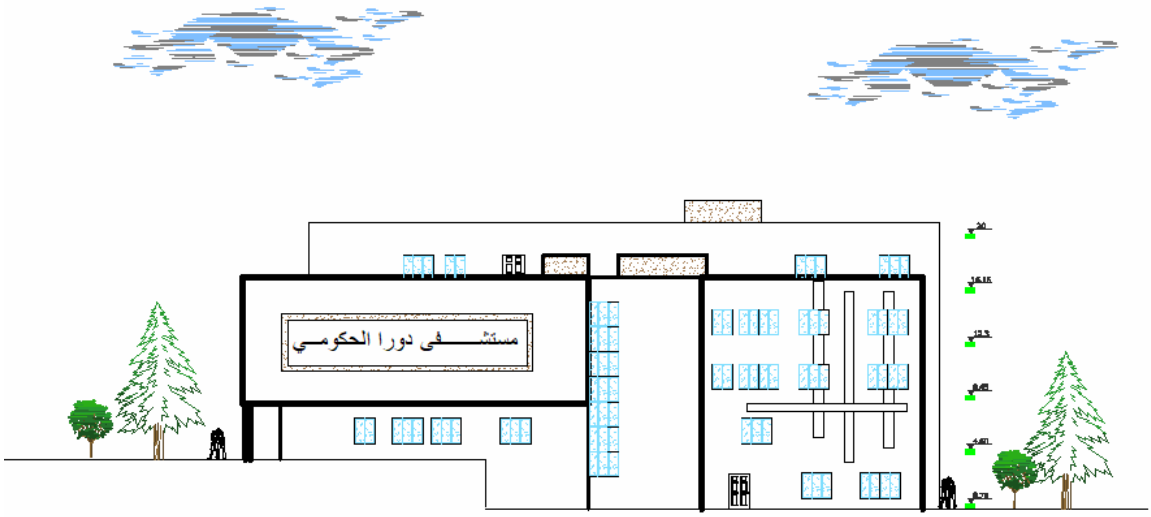
و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمستشفى.



الشكل(١٠): الواجهة الشرقية

٤.٥.٢ الواجهة الغربية

ويظهر فيها مدخل الكافيتيريا المؤدي للحديقة الخارجية .

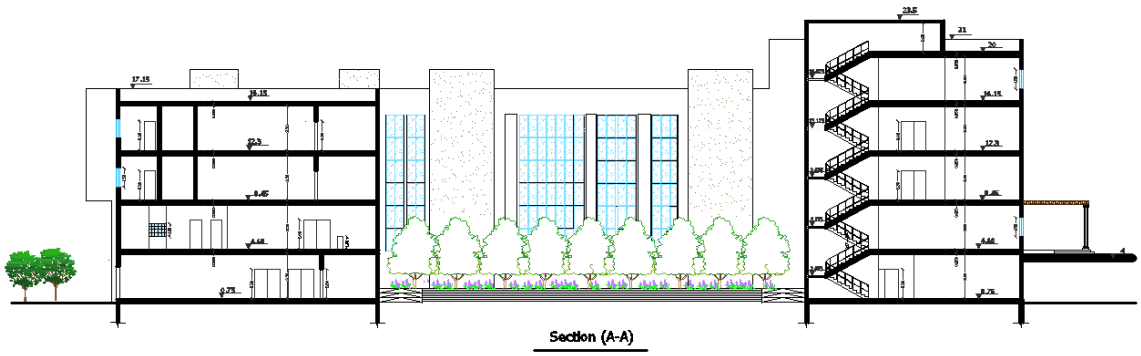


الشكل (١١): الواجهة الغربية

٦.٢ وصف الحركة

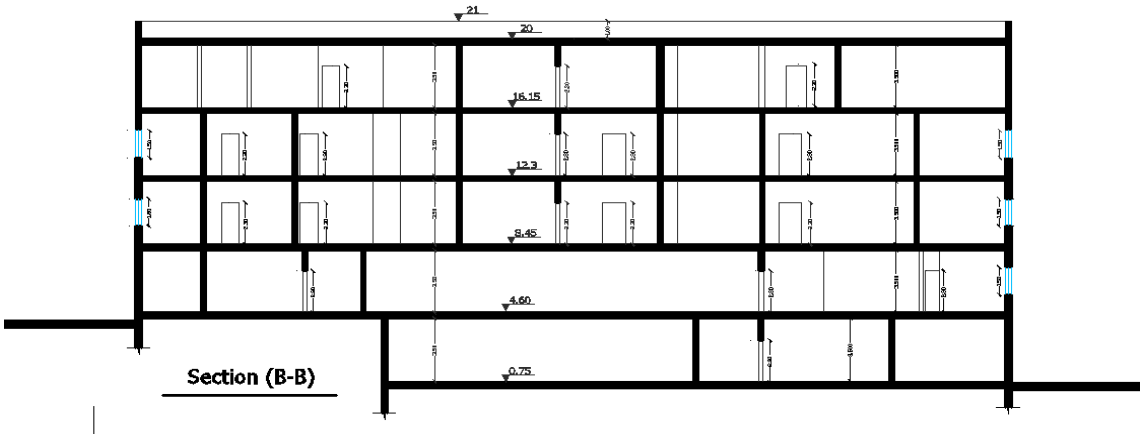
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المستشفى نفسه ؛ فالحركة من خارج المستشفى إلى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي .. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين : حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها . وهذا يوضحه الشكل (١١).



الشكل (١٢): Section A-A

والشكل التالي يوضح قطاع في مكان آخر من المبنى



الشكل (١٣): Section B-B

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

المحتويات

١.٣ مقدمة

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبني

٤.٣ الأحمال

٥.٣ الاختبارات العملية

٦.٣ العناصر الإنشائية

١.٣ المقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety) :- حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- التكلفة الاقتصادية (Economical) :- وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability):- تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٤.٣ الأحمال

إن الأحمال هي المؤثر الذي يتلقاه أي منشأ من داخله أو من الوسط المحيط به، وكل منشأ حسب طبيعته يخضع لأنواع وأشكال مختلفة من الأحمال التي تكون مختلفة تبعاً لمصدرها.

يتعرض المنشأ خلال حياته إلى أحمال مختلفة، وتكون الوظيفة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن

يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان.إن أهم الأحمال التي يجب أخذها بالحسبان أثناء التصميم هي الأوزان الميتة والحية بالدرجة الأولى ويليها الأحمال غير الوزنية مثل الرياح والزلازل ثم التأثيرات الأخرى.

١.٤.٣ الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي :

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة(KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	17

الجدول (١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٢.٤.٣ الأحمال الحية

إن الأحمال الحية هي الأحمال التي سيتعرض لها المنشأة خلال الاستثمار وهي يمكن أن تكون ساكنة أو متحركة. وتحدد الأحمال الحية على أي جزء من المنشأ تبعا لوظيفة الاستثمار لهذا الجزء، وعادة تحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد الأحمال الحية الدنيا الواجب اعتمادها في التصميم. وهي تشمل :

- أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
- الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
- الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة ، والجدول (٣) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	غرف الطعام وردهات الاستراحة وغرف النوم والحمامات	٢.٠
٢	المداخل المعرضة والقاعات	٥.٠
٣	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج	٣.٥
٤	غرف الأشعة والعمليات والخدمات	٢.٠

الجدول (٢) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالفنادق

٣.٤.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

تشكل الرياح حمولة موزعة بشكل متعامد على أوجه البناء، وتكون هذه الحمولة متغيرة مع الارتفاع حيث تتزايد مع الارتفاع، وتحدد هذه الحمولة استناداً إلى سرعة الرياح السائدة في موقع البناء خلال العمر التصميمي، وطبيعة وطبوغرافية الموقع إضافة إلى شكل البناء وأبعاده. تعد حمولة الرياح من الأحمال الديناميكية التي يستعاض عنها عادة بحمولة ستاتيكية مكافئة والتي تختلف تبعا لارتفاع المنشأة.

٢. الثلوج

يتم تحديد حمولة الثلج بناء على الوزن الحجمي للثلج والسماكة التي يمكن تجمعها والمرتبطة بالارتفاع عن سطح البحر وانحدار السطح الخاضع لحمولة الثلج.، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

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

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

الجدول (٤) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (kN /m²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /800
1500 > h > 500	(h-400) / 320

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٢٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

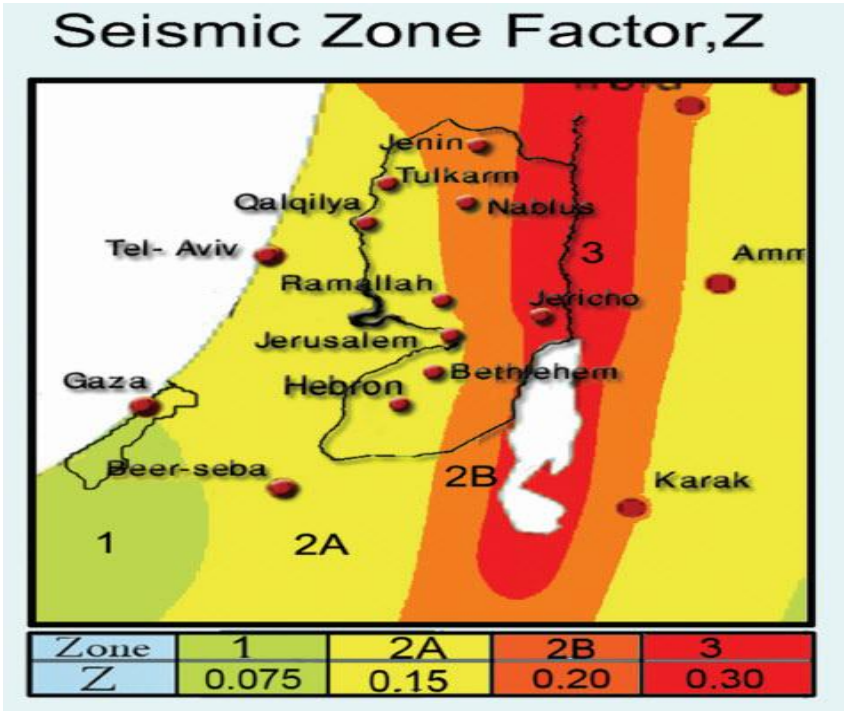
$$s_L = \frac{h - 400}{320}$$

$$s_l = \frac{920 - 400}{320} = 1.563 kN/m2$$

٣. الزلازل

تعد أحمال الزلازل من الأحمال الديناميكية التي يتعرض لها المنشأ، ويمكن أن تكون بأي اتجاه أفقي إضافة إلى الاتجاه الشاقولي، وهي أحمال متغيرة مع الارتفاع يبلغ تأثيرها الأكبر عند منسوب سطح قاعدة البناء، وترتبط الأحمال الزلزالية بالأحمال الميتة في المنشأ، فكلما ازدادت هذه الأحمال ازدادت الأحمال الزلزالية.

يحدد الحمل الزلزالي الستاتيكي المكافئ استنادا إلى مجموعة من العوامل وهي ترتبط بمجموع الأحمال الميتة للمنشأ وبمنطقة المنشأ ضمن الخارطة الزلزالية وإلى موقع المنشأ ونوعه وأبعاده وشكله وأهميته.



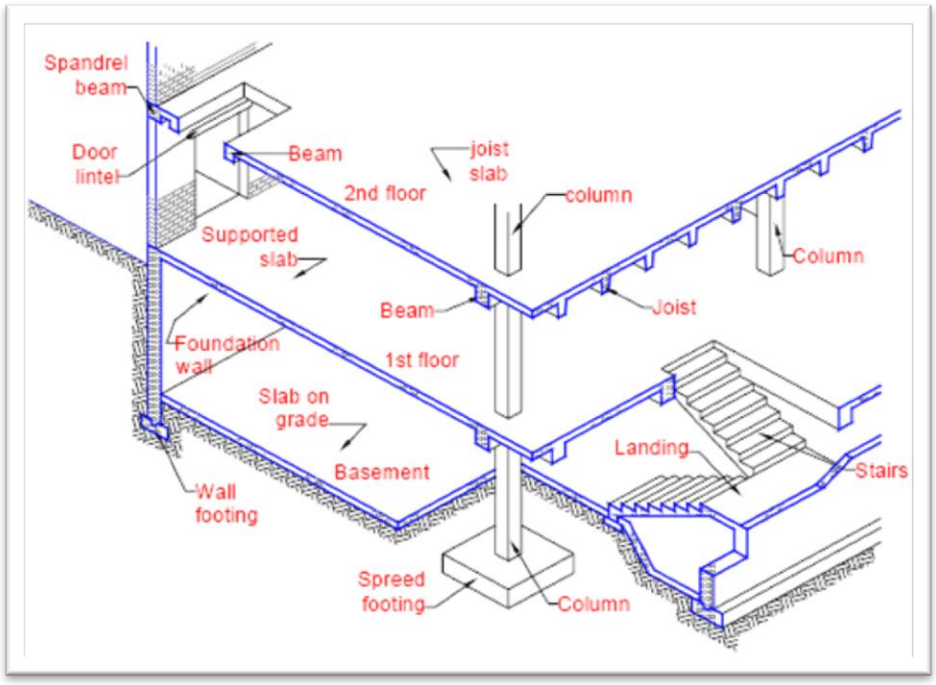
الشكل (١٤) خارطة فلسطين الزلزالية

٥.٣ الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي ٤٠٠كيلو نيوتن لكل متر مربع.

٦.٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل مع بعضها لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر: البلاطات الخرسانية "العقدات" والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



الشكل (١٥): بعض العناصر الإنشائية في المبنى

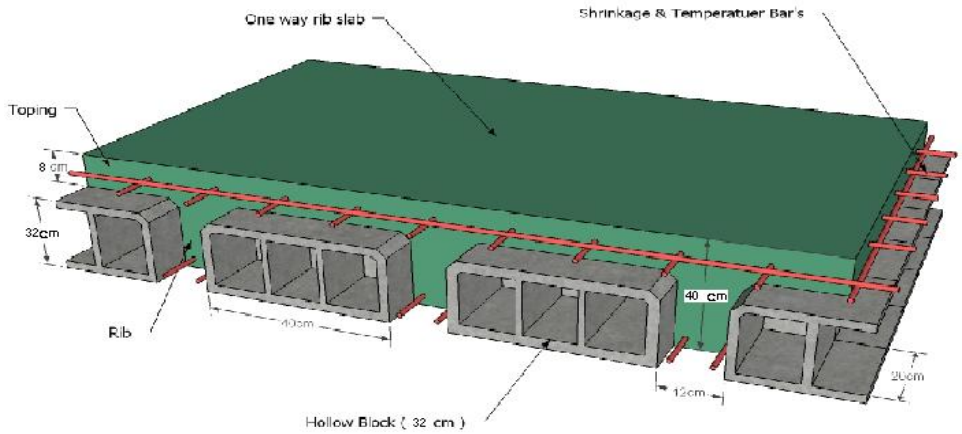
١.٦.٣ البلاطات الخرسانية "العقدات"

و هي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة لها في المنشأ مثل الجسور و الأعمدة و الجدران. و يتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

١- الفضاءات بين الأعمدة.
٢- وظيفة المنشأ.
٣- التكلفة.
٤- السهولة، الوقت، القوالب الشائعة منها.

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

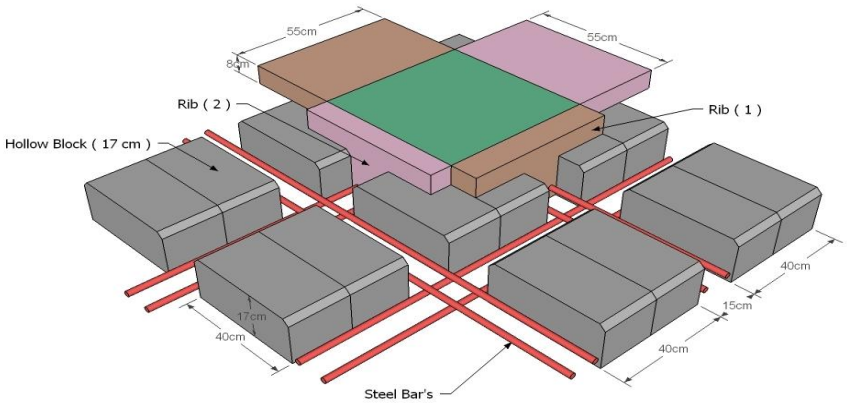
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في فلسطين وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد، وقد تم استخدامها في معظم العقدات في المشروع كما هو مبين في الشكل (١٦).



الشكل (١٦): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

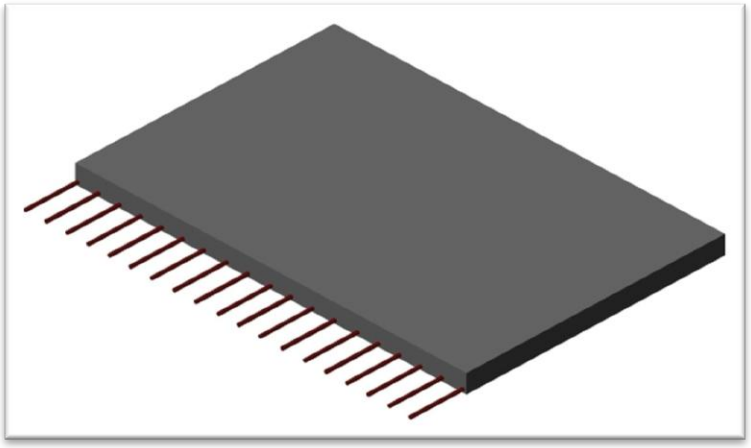
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (١٧). وقد استخدمت في المشروع في منطقة واحدة فقط .



الشكل (١٧): عقدات العصب ذات الاتجاهين

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

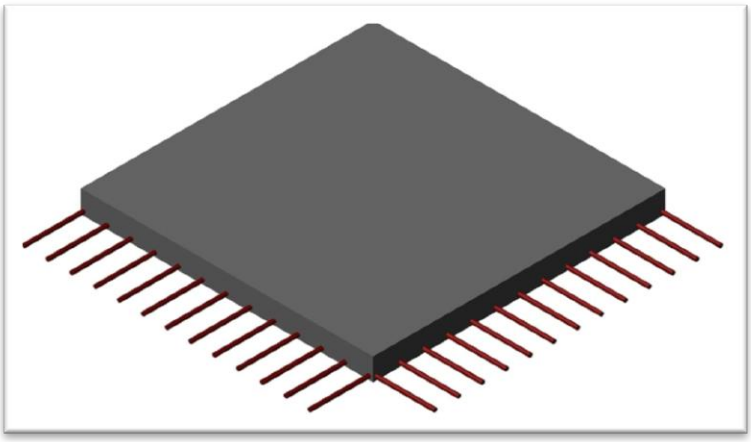
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة . كما في الشكل (١٨).



الشكل (١٨): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

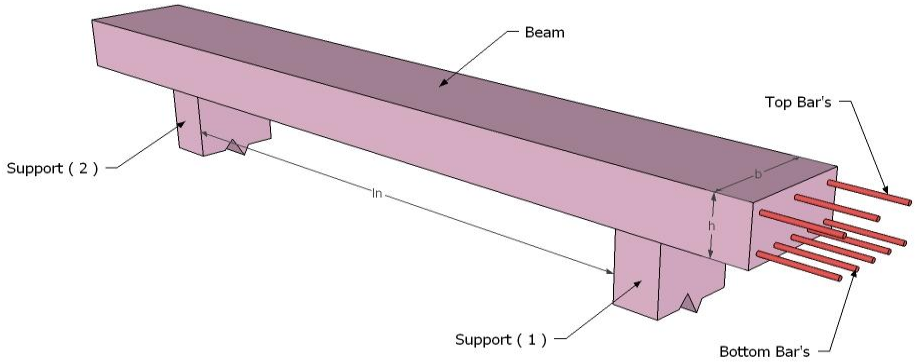
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين ، ولم يتم استخدامها في المشروع موضحه في الشكل (٢٠).



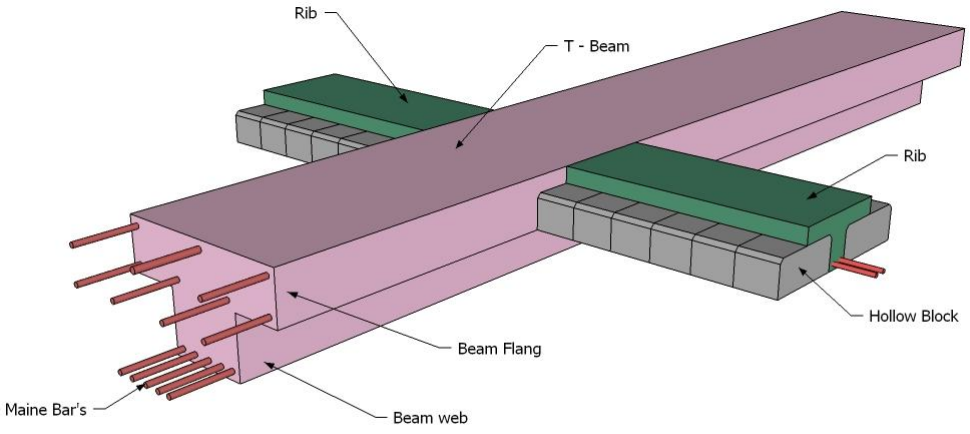
الشكل (١٩): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

٢.٦.٣ الجسور

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين: جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Droped Beams" (تبرز عن العقدة من الأسفل) ، ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة في المناطق التي تكون فيها المسافة بين الأعمدة قليلة وأخرى مدلاة في المناطق التي تكون فيها المسافات بين الاعمدة كبيرة.



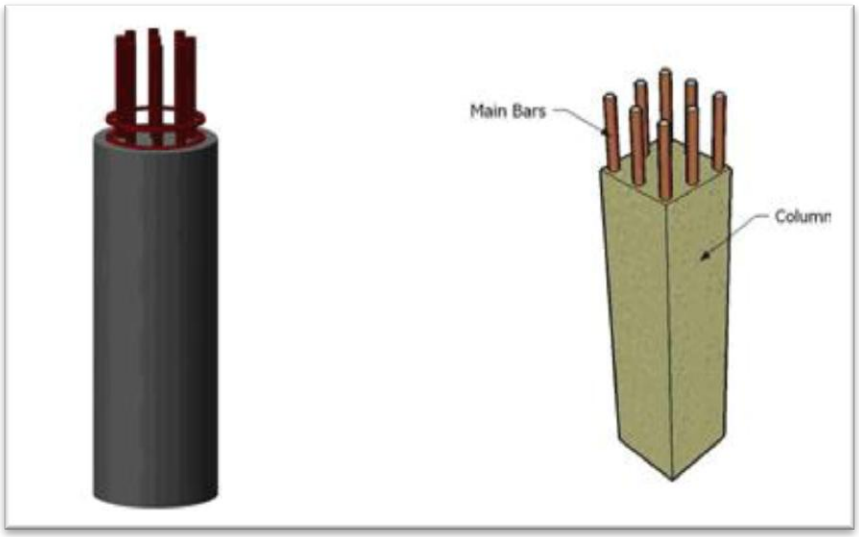
الشكل (٢٠): جسر مسحور



الشكل (٢١): جسر مدلى

٣.٦.٣ الأعمدة

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

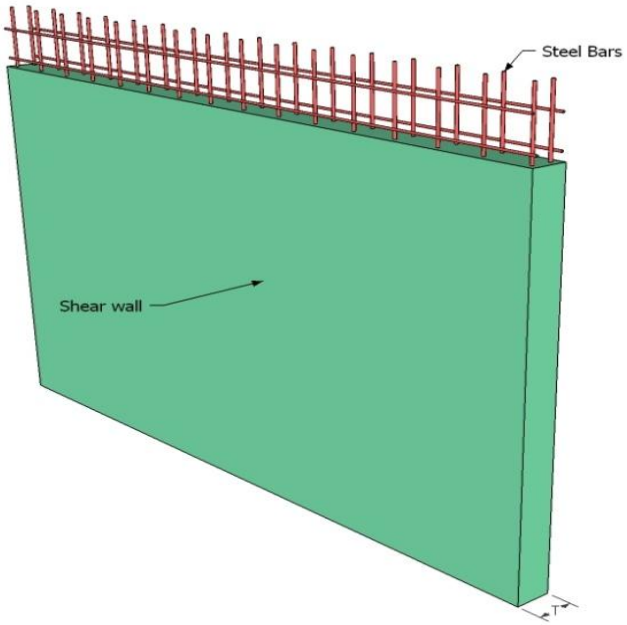


الشكل (٢٢): أحد أشكال الأعمدة

٤.٦.٣ الجدران الحاملة (جدران القص)

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

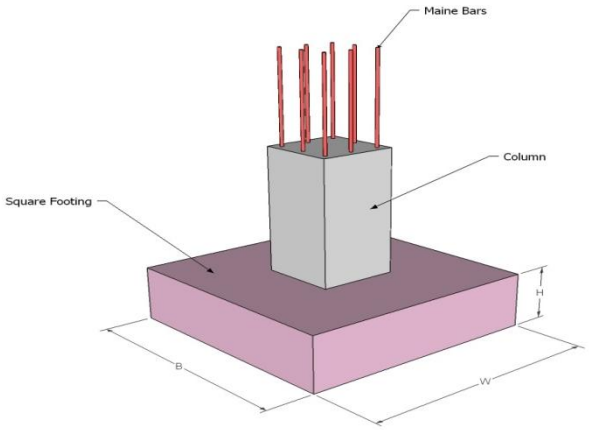
وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٢٣): جدار القص

٥.٦.٣ الأساسات

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



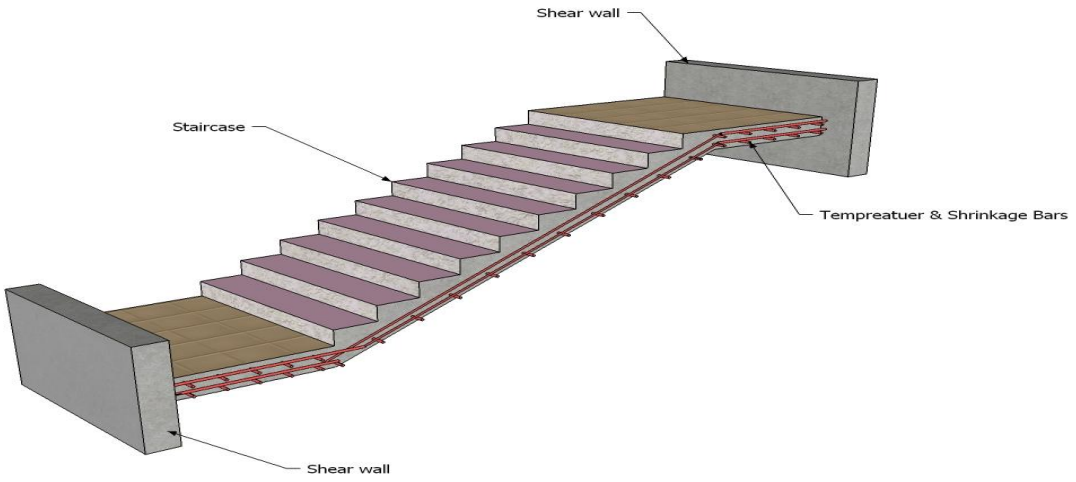
الشكل (٢٤): الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة حيث تم استخدام انواع الاساسات التالية :

١- أساسات منفصلة(Isolated Foundation).
٢- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
٣- أساسات شريطية(Strip Foundation).
٤- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

٦.٦.٣ الأدراج

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٢٥) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (٢٥): الدرج

٧.٦.٣ فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة ، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

١) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.

٣) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

٤) (28m)في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٣ سم)

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمستشفى المقترح بناؤه في مدينه دورا.

وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج:

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإعتبار.

٥-٣ التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

تم بحمد الله

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab.

4-6 Design of Beam.

4.7 Design of Two Way Rib Slab.

4-8 Design of Combined Footing.

4-9 Design of Stair.

4-10 Design of Column.

4-11 Design of Shear Wall.

4-12 Design of Isolated Footing.

4.13 Design of Basement Wall.

4-1 **Introduction**

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnelsand others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:-

- Lightweight concrete with unit weight from about 1500 to 1850 kg/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

- ✓ **Strength design method:-**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code:-

ACI 2008
UBC

- Material:-

Concrete:-B300

$fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30*0.8 = 24MPa$).

Reinforcement steel:-

The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}.

- ✓ **Factored loads:-**

The factored loads for members in our project are determined by:-

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1)**

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member

Table4-1 :- Minimum Thickness of Nonprestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Minimum thickness (h)				
Member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=6.03/18.5=32.5.3cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=4.29/21=20.4cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=7.26/18.5=39.2cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=7.24/21=34.5cm

Take h = 55 cm

4.4 Design of Topping

✓ Statically System For Topping :-

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

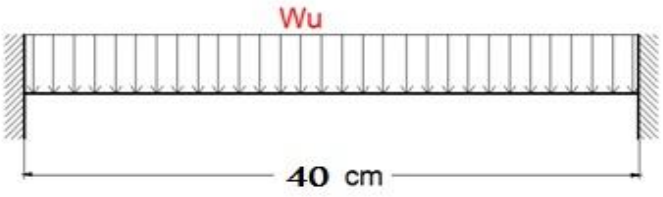


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
		Sum =	4.5KN/m

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×4.32 + 1.6×5 =13.5 KN/m

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

$M_n = 0.42\ \lambda \sqrt{f'_c}\ S_m$ **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2$$

ϕM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.21KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.18$ KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.09$ KN. m (positive moment)

$\phi M_n >> M_u = 0.18$ KN. m

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide$A_{s,min}$for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage}$= 0.0018 **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/m

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 .20 = 330$mm**ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm … OK

4.5 Design of One Way Rib Slab

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

- **Material :-**
  - ⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  - ⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
- **Section :-**
  - ⇒ B = 520 mm
  - ⇒ Bw= 120 mm
  - ⇒ h= 350 mm
  - ⇒ t= 80 mm
  - ⇒ d=350-20-10-12/2= 314 m

✓ **Statically System and Dimensions:-**

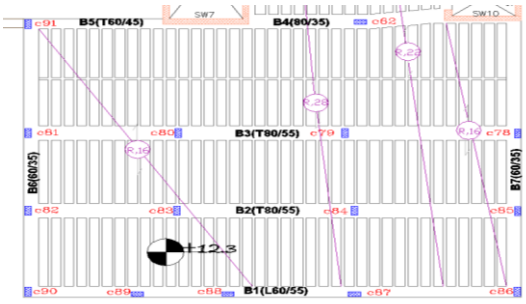
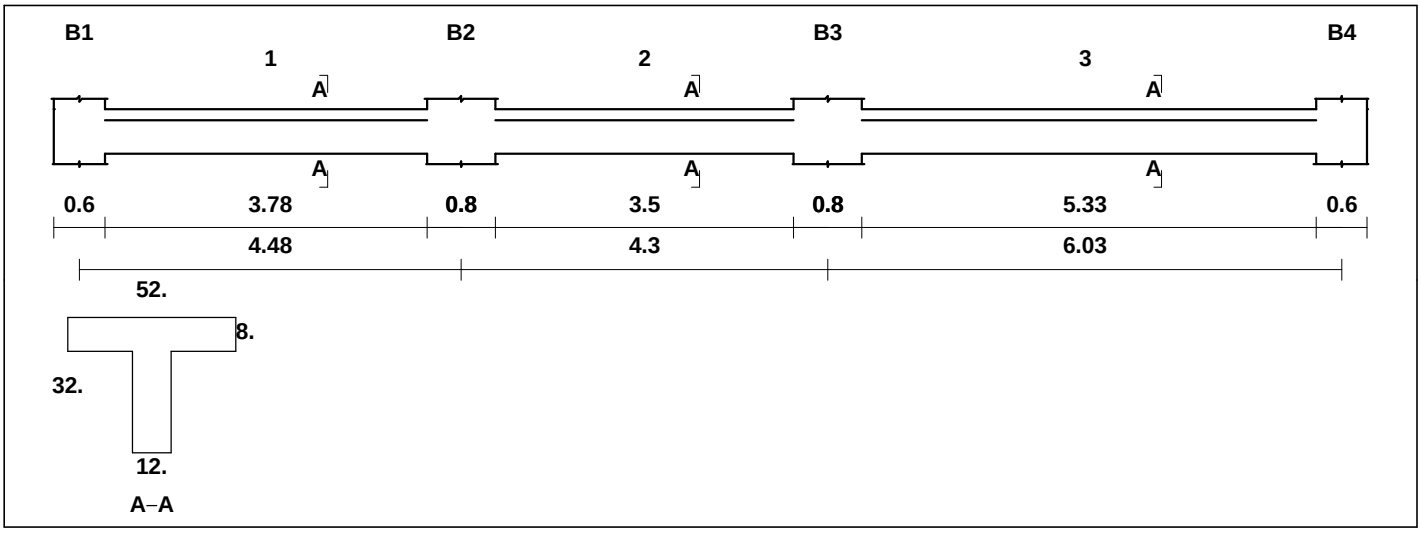
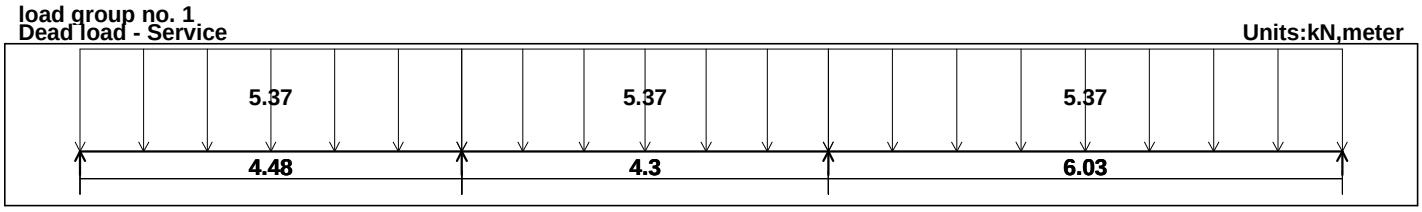


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R1)

G e o m e t r y Units:meter,cm



L o a d i n g



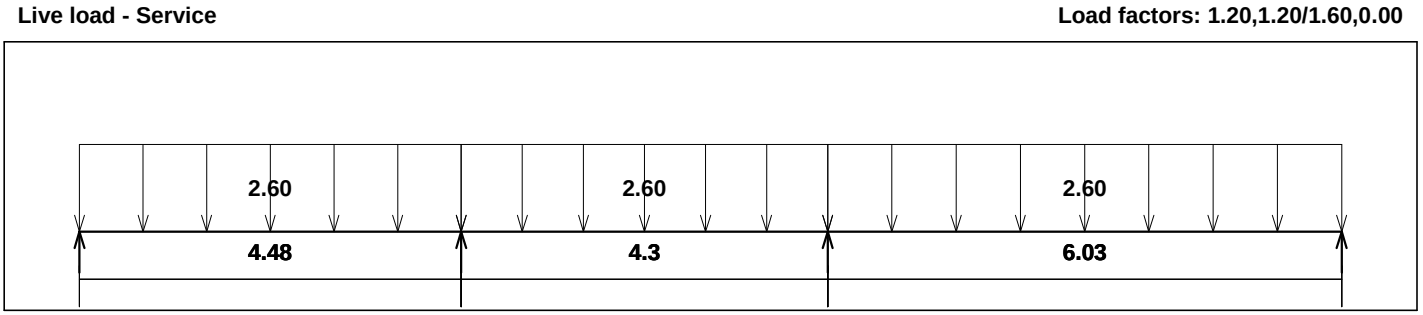


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib(R1).

Load Calculation:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.229 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.03*22*.52= 0.343 KN/m/rib
8	**partions**	1.5*0.52= 0.78 KN/m/rib
		Sum = 5.25 KN/m/rib

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R1).

Dead Load /rib = 5.25 KN/m

Live Load:-

Live load = 5 KN/M^2

Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

- Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

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

b_E = L / 4 = 380/ 4 =95.5cm

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

b_E = $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. ***Control***

b_E **For T-section = 52cm .**

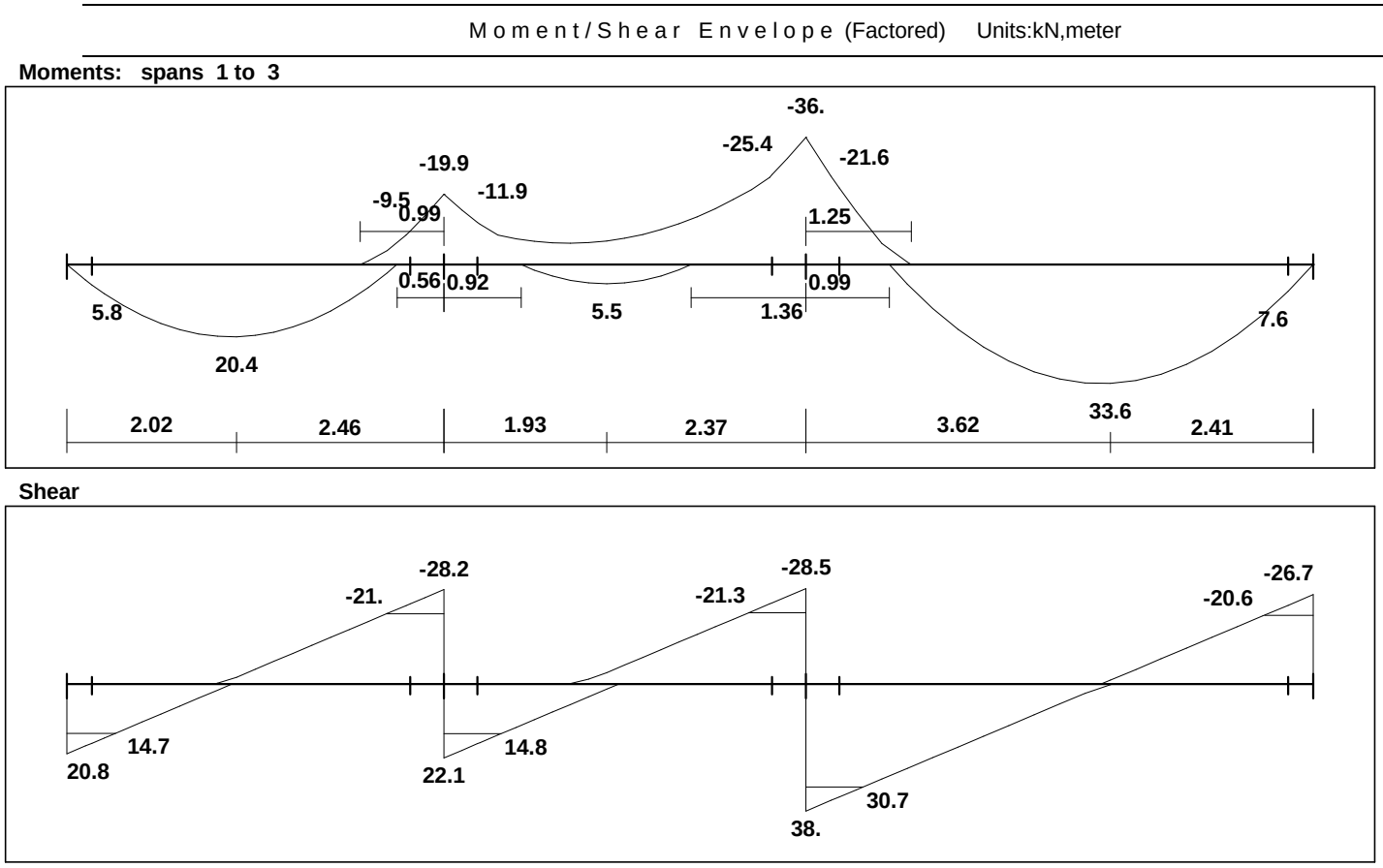


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1).

✓ Moment Design for (R 1):-

Design of Positive Moment for (Rib1):-(Mu=33.6 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$M_{nf} = 0.85.\ f'_c.\ b_e.\ h_f.\ (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.5$ KN. m

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{33.6}{0.9} = 37.33$ KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{33.6\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.728\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.728}{420}}\right) = 0.001765$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.001765 \times 520 \times 314 = 288.19\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 288.19 mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 307.9 mm^2>$A_{s,required}$=288.19 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.9\times420}{0.85\times520\times24} = 12.19\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -14.34}{14.34}\right) = 0.062 > 0.005$$ ***0k***

Design of Positive Moment for(Rib1):- (Mu=5.5 KN.m)

$$d = h\text{- cover - } d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{5.5\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = .119\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times.119}{420}}\right) = 0.000284$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000284×520×314 =46.4 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 125.6 mm^2.

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 157.08 mm^2>$A_{s,required}$= 125.6 mm^2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ ***0k***

Design of Positive Moment for(Rib1):- (Mu=20.4KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{20.4\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.442\ Mpa$$

$m=\frac{f_y}{0.85f_c'}=\frac{420}{0.85\times24}=20.6$

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.442}{420}}\right)=0.001064$

$A_{s,req}=\rho.b.d=0.001064\times520\times314=173.7\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=110mm^2$$

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

$$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$$ **controls**

$As_{req}=173.7\ mm^2 > As_{min}=125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}=226.2\ mm^2 > A_{s,required}=173.7\ mm^2$… Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=36\ mm>d_b=14>25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'}=\frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24}=8.96\ mm$

$x=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{8.96}{0.85}=10.54\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{314-10.54}{10.54}\right)=0.0863>0.005$$ ***0k***

Design of Negative Moment for(Rib1):- (Mu=-11.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{11.9\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.12\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.12}{420}}\right) = 0.00274$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00274\times120\times314 = 103.24$ mm

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **controls**

$A_{s,required} = 125.6\ mm^2$.

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided} = 226\ mm^2 > A_{s,required} = 125.6\ mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-45.62}{45.62}\right) = 0.0176 > 0.005$$

Design of Negative Moment for(Rib1):- (Mu=-25.4KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{25.4\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2.39\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.39}{420}}\right) = 0.006069$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.006069 \times120\times314 = 228.71\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 m^2$

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

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 228.71\ mm^2 > As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø14 ,$A_{s,provided} = 307.9\ mm^2 > A_{s,required} = 228.71\ mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{307.9\times420}{0.85\times120\times24} = 52.82\ mm$

x= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.83}{0.85} = 62.15mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.15}{62.15}\right) = 0.0176 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (R 1):-

V_u at distance d from support= 30.7KN

Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.**(ACI, 8.13.8).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.84\ KN$

øV_c =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø V_c =0.5×25.38 =12.69 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c

V_u> ø V_c

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw\ d \geq \frac{1}{3}\ bw\ d$

Vs min=$\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54\ KN$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56\ KN$

(V_c+Vs_{min})= 0.75(33.84+12.56)=34.8 KN

$\phi V_c < Vu < \phi (V_c + Vs_{min})$

25.38 < 30.7 <34.8

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

$Av_{min}=100.5 = \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

$100.5 = \frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

$S\ max \rightarrow \frac{d}{2} = 157mm$

S max →≤600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$

●Design of flexure of beam (27) :-

Design of positive moment of beam(27)-

D=66 L=34.3

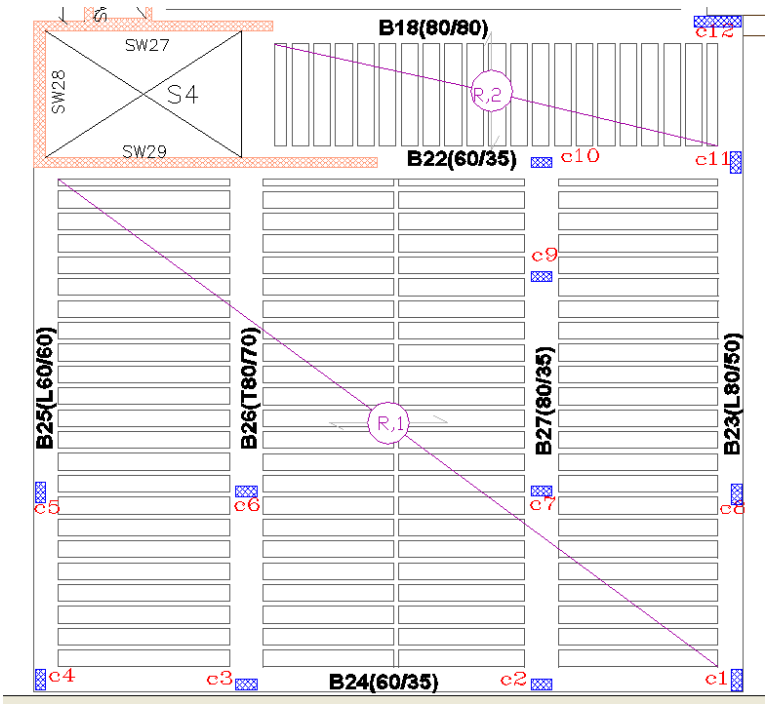
Material :-

concrete B300 Fc' =24MPa

Reinforcement Steel fy = 420MPa

Section :-

Rectangular section B=80 cm h =35cm



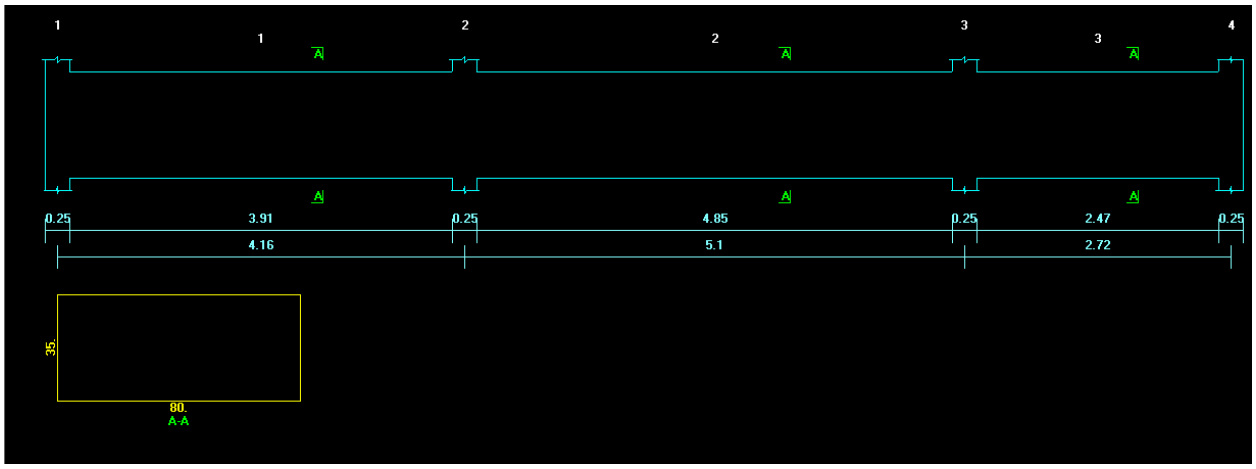


Figure (4.5) : Beam Geometry.

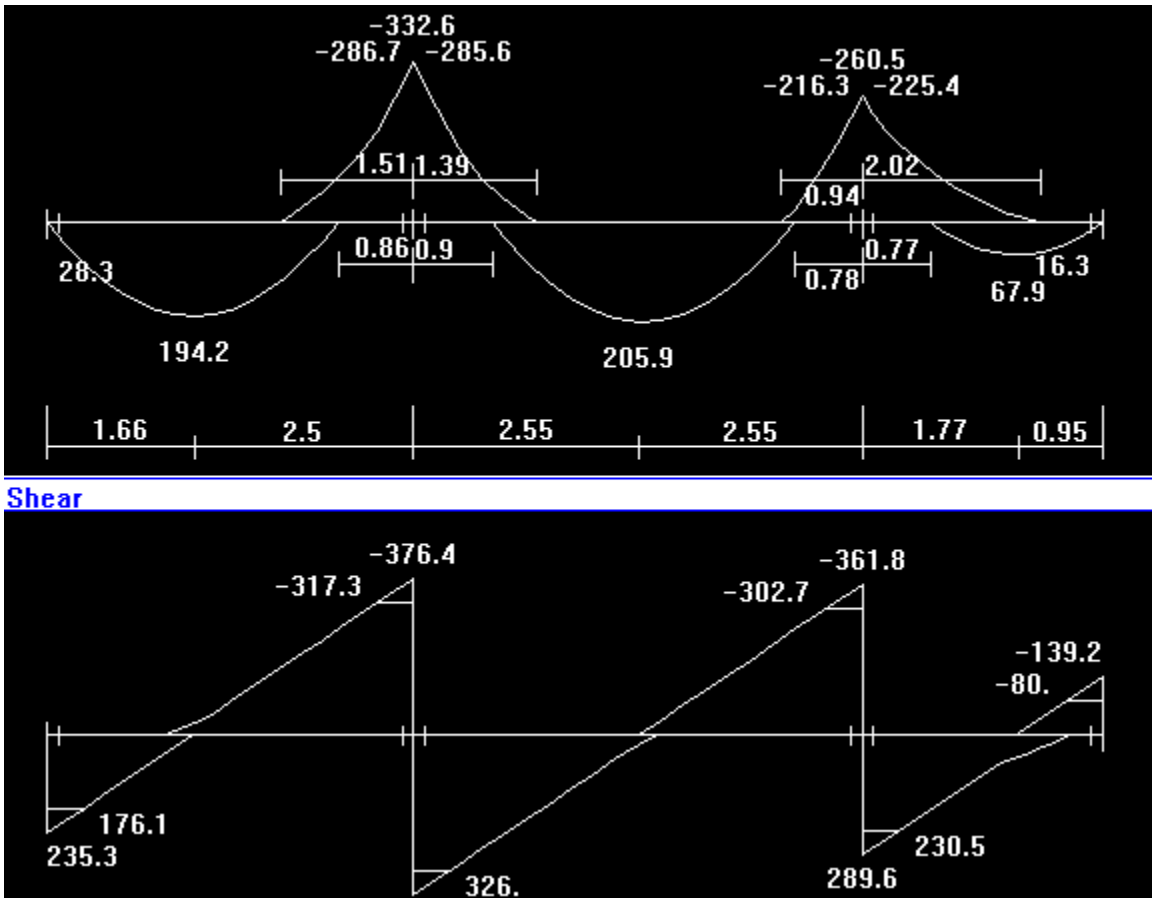


Figure (4.6) : Moment and Shear Envelop for Beam

●Design of flexure of beam (27) :-

-Design of positive moment of beam(27)

1) Maximum positive moment Mu **=205.9 KN.m**

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

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

Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ =205.9KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{205.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 287.5^2} = 3.45Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*3.41}{420}}\right) = .00905.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00905 \times 800 \times 287.5 = 2083.72 mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 800 \times 287.5 = 670.69 \text{ mm2}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 287.5 = 766.6\, mm^2 \; \boldsymbol{Control} .$$

$A_{s,min}$=766.6mm^2< A_s=2070.96 mm^2

Use7ø20Bottom. As,provided =2199.1 mm2>As,required =2083.72 mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(7*20)}{6} = 94mm > d_b = 20 > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f_c'} = \frac{2199.10 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.59 \; mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{56.59}{.85} = 66.58\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 66.58}{66.58}\right) = .0099 > 0.005 \qquad 0k$$

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ =194.2 KN.m.

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{194.2 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 287.5^{\,2}} = 3.26Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*3.21}{420}}\right) = 0.00850\ .$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00850\times800\times287.5 = 1955\ mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 287.5 = 670.69\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 287.5 = 766.6\ mm^2\ \boldsymbol{Control}.$$

$A_{s,min}$=766.6 mm^2< A_s =1955 mm^2

∴Use7 ø20Bottom. As,provided =1527 mm2>As,required =1955 mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(7\times20)}{6} = 94\ mm > d_b = 20 > 25 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\ .\quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1936.95\times420}{0.85\times800\times24} = 56.56\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{39.3}{0.85} = 66.58\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 66.58}{66.58}\right) = 0.0099 > 0.005 \qquad 0k$$

3) Positive moment $Mu^{(+)}$ =67.9KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{67.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 287.5^{\,2}} = .1.14Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*.1.14}{420}}\right) = 0.0027940\,.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.002794\times800\times287.5 = 642.788mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 287.5 \ = 670.69\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 287.5 \ = 766.6\ mm^2\ \boldsymbol{Control}.$$

$A_{s,min}$=766.6 mm^2> A_s =642.788 mm^2

∴Use 4 ø16Bottom. As,provided =804.2 mm2>As,required = 638.48mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(4\times16)}{3} = 213.3\ mm > d_b = 16 > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots. \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{804.2\times420}{0.85\times800\times24} = 20.69\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{13.1}{0.85} = 24.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-24.34}{24.34}\right) = 0.032 > 0.005 \qquad 0k$$

Design of negative momentof beam (27)-

-

Negative moment $Mu^{(-)}$ = 286.7KN.m.

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{286.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 287.5^2} = 4.81Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*4.81}{420}}\right) = 0.013.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.013 \times 800 \times 287.5 = 2990\ mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 800 \times 287.5 = 670.69mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 287.5 = 766.6mm^2\ \boldsymbol{Control}.$$

$A_{s,min} = 766\ mm^2 < A_s = 2990 mm^2$

Use 10ø20top .

As,provided= 3141.6 mm2>As,required = 2990mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(10\times20)}{9} = 56 > d_b = 20 > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . \quad OK$$

Check for strain:

a $=\frac{A_{s}.f_y}{0.85b\ f'_c}=\frac{3141.6\times420}{0.85\times800\times24}=80.83\ mm$

c$=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{80.85}{0.85}=95.11\ \ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{289.5-95.11}{95.11}\right)=0.00613>0.005\qquad 0k$$

Negative moment $Mu^{(-)}$ **=225.4**

$$\boldsymbol{Rn=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{225.4\times10^6}{0.9\times800\times289.5^2}=3.78Mpa}$$

m= $\frac{f_y}{0.85f'_c}=\frac{420}{0.85\times24}=\mathbf{20.6}$.

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*3.78}{420}}\right)=\mathbf{0.00902}\boldsymbol{Mpa}.$

A_s = ρ.b.d = 0.00902×800×287.5 =2074.6 mm^2.

Check for $A_{s,min}$.

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

$A_{s,min}$ $=\mathbf{0.25}\frac{\sqrt{24}}{420}\mathbf{800\times287.5=670.69}\boldsymbol{mm^2}$

$A_{s,min}$ $=\frac{1.4}{420}\mathbf{800\times437.5=766.6}\boldsymbol{mm^2\ Control}.$

$A_{s,min}$= 766.6 mm^2< A_s = 2074.6

Use 10ø20top .

As,provided= 3141.6mm2>As,required = 2074.6mm2. Ok

Check spacing :

$S=\frac{\mathbf{800-40*2-20-(10\times20)}}{\mathbf{9}}=\mathbf{56}>\boldsymbol{d_b}=\mathbf{20}>25\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.\quad OK$

Check for strain:

a $=\frac{A_{s}.f_y}{0.85b\ f'_c}=\frac{3141.6\times420}{0.85\times800\times24}=\mathbf{80.85}\ \ \boldsymbol{mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{80.85}{0.85} = 95.11\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-95.11}{95.11}\right) = 0.006 > 0.005 \qquad 0k$$

●Design of shear:-

1) Vu=-317.3KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 141.82$ KN.

→ Check for cases:-

3- Case 3 :$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 53.18$KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.3375 * 10^3 = 57.9$KN…….Control.

$\therefore \phi Vs_{min} = 57.9$KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 141.82+57.9=199.72$ KN.

$-\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$

$= 141.82 < 317.3 \leq 199.72$

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 750 * 489.5 = 378.2$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

$0.75(189.1+ 57.9) < 317.3 < 0.75(189.1 + 378.2)$

$199.72 < 317.3 \leq 425.47$……. ok

shear reinforcement are required .

As =314.

$V_s = V_n - V_c = \frac{317.3}{0.75} - 189.1 = 233.96$KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314 * 420 * 287.5}{233.96 * 1000} = 163.18mm \qquad (\boldsymbol{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{289.5}{2} = 144.75\ mm \qquad or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

∴Use 4 leg Φ 10 @ 150 mm.

4.8 Design of two way ribbed slab (R24)

4.8.1 Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the ribbed slab=32

-Beams that have a rectangular section of 80 cm width and 80 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.8 * 0.8^3}{12} = 3413333.333\ cm^4$$

-Beams that have a rectangular section of 60 cm width and 80 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.6 * 0.8^3}{12} = 2560000\ cm^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{40 * 8 * 4 + 32 * 12 * 16}{40 * 8 + 32 * 12} = 10.55\ cm$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{10.55^3}{12} - 40 * \frac{2.55^3}{3} + 12 * \frac{21.45^3}{3} = 59609cm^4 =$$

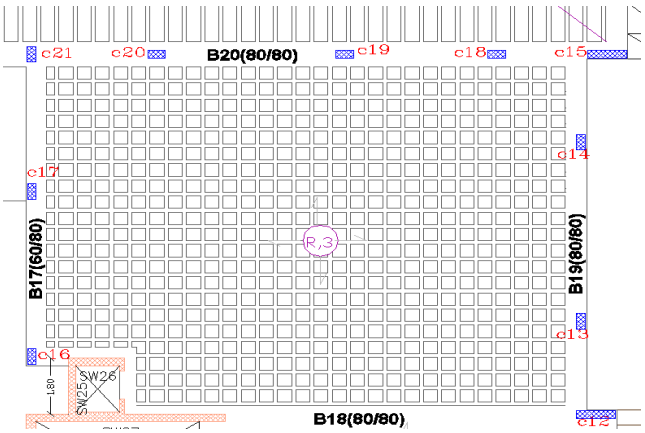


fig.(4.7): Two way Ribbed slab.

$Short\ direction\ l = 10.92\ m = 1092\ cm$

$Long\ direction\ l = 14.79\ m = 1479cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{1092}{2} + 80)}{0.52} = 717600.9$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{3413333.333}{717600.9} = 4.75$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{59609 * 10^{-4} * (\frac{1479}{2} + 60)}{0.52} = 916488.375$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{3413333.333}{939414.9} = 3.63$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{1479}{2} + 80)}{0.52} = 939414.9$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{3413333.333}{717600.9} = 4.75$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2560000}{916488.375} = 2.79$$

$$\alpha_m = \frac{(4.75 + 3.36 + 4.75 + 2.79)}{4} = 3.91 > 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} = \frac{14790 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9 * 1.35} = 337.88\, m$$

$h = 337.88\, cm > 32\, cm - not\ OK$

Take slab thickness 50 cm

$b_{eff.}$= 520 mm b_w = 120 mm h_f= 80 mm

h = 500 mm

4.8.2 Load calculation:

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

Table (4-4) Calculation of the total dead load for two way rib slab

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Topping**	25	0.52×0.52×0.08×25 = 0.541
2	**Rib**	25	(0.4+0.52)0.42×0.12×25 = 0.1.134
3	**Sand**	17	0.52×0.52×0.07×17 = 0.321
4	**Mortar**	22	0.52×0.52×0.03×22 =0.178
5	**Tile**	23	0.52×0.52×0.03×23 =0.186
6	**Plaster**	22	0.52×0.52×0.03×22 =0.178
7	**Partitio**	1	1.5×0.52*.52 = 0.406
		∑ =	2.944 KN/unit

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{\mathbf{2.923}}{0.52 * 0.52} = 10.88 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.88 = 13.6 KN/m^2$$

$$LL = 5\ KN/m^2$$

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

$$w = 13.6 + 8 = 21.6\ KN/m^2$$

4.8.3 Moments calculations:

Ratio=10.92/14.79=0.75

$$Ma = Cawla^2bf and Mb = Cbwlb^2bf$$

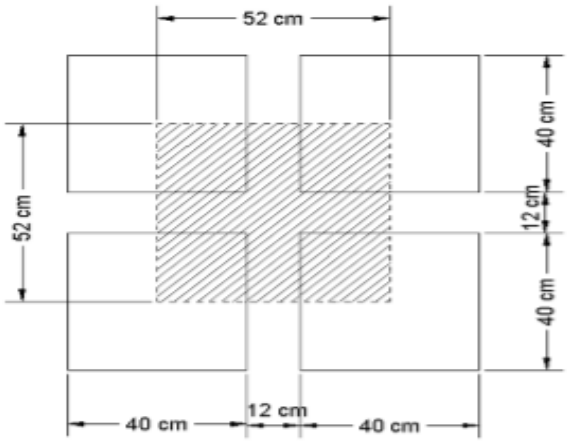


Fig.(4.8): Two way ribbed slab

-Negative moment

$C_{a,neg} = 0.085$

$C_{b,neg} = 0.085$

$$\boldsymbol{M_{a,neg} = (0.085 * 21.6 * 10.92^2) * 0.52 = 113.9 KN.m}$$

$\boldsymbol{M_{b,neg} = (0.085 * 21.6 * 14.79^2) * 0.52 = 208.8\ KN.m}$

-Positive moment

$C_{aD,pos} = 0.033$

$C_{bD,pos} = 0.007$

$C_{aL,pos} = 0.047$

$C_{bL,pos} = 0.023$

$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.033 * 13.6 * 10.92^2 + 0.0.047 * 8 * 10.92^2) * 0.52 = 51.147\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.015 * 13.6 * 14.79^2 + 0.022 * 8 * 14.79^2) * 0.52 = 30.93 KN.m}$

Design of positive moment

- **Short direction ($\boldsymbol{Mu = 51.147\ KN.m}$)**

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

Assume bar diameter □14 for main positive reinforcement.

$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 500 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 463\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{51.147 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 463^2} = 0.509\ MPa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.56 \times 0.5093}{420}}\right) = 0.001227$

$As = \rho.b.d = 0.001227 \times 520 \times 463 = 295.51\ mm^2$

- $Check for As, min..$

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

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 463 = 127.37\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 463 = 145.6\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

- $As, required = 295.51\ mm^2 > As, min = 145.6\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 307.9mm^2>$As, required = 295.51 mm^2$

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

Tension = Compression

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

$307.9 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 12.19\ mm$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{12.19}{0.85} = 14.34\ mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{463-14.34}{14.3.4}\right) = 0.09 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

- **Long direction ($\boldsymbol{Mu = 30.93\ KN.m}$)**

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

Assume bar diameter □14 for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 500 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 463\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{30.93 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 463^2} = 0.308\ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.308}{420}}\right) = 0.000738$$

$$As\ = \rho.b.d\ = 0.000738 \times 520 \times 463 = 177.911\ mm^2$$

- $Check for As, min..$

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

$$As, min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 463 = 127.37\ mm^2$$

$$As, min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 145.6\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $required = 93.26\ mm^2 > As, min = 145.6\ mm^2 > As,$
- (OK)

Use 2Ø12, with As = 226.2mm^2>$Asmin = 145.6 mm^2$

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

Tension = Compression

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

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

$$a\ = 8.95\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = =\ \frac{8.95}{0.85} = 10.53\ mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{463-10.53}{10.53}\right) = 0.128 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots OK.$$

Design of negative moment ($\boldsymbol{Mu = 105.097\ KN.m}$)

$$\boldsymbol{bf = 120mm}$$

Assume bar diameter □14 for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - d.stirrups - \frac{d_b}{2} = 500 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 463\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{105.97 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 463^2} = 4.53MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.53}{420}}\right) = 0.0223$$

$$As = \rho.b.d = 0.0223 \times 120 \times 463 = 688.26\ mm^2$$

- $heckforAs, min..$

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

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 463 = 127.37\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 145.6\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 688.26\ mm^2 > As, min = 145.6\ mm^2$
- (OK)

Use 2Ø22, with As = 760.3mm^2>$As, required = 688.26\ mm^2$

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

Tension = Compression

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

$$760.3 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 130.44\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{130.44}{0.85} = 153.46\ mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{463-153.46}{153.46}\right) = 0.00605 > 0.005 \ \therefore \phi = 0.9 \ \dots OK.$$

4.8.4 Check shear strength:

$W_a = 0.94$

$W_b = 0.06$

Short direction

$$Au_a = 21.6 * 10.92 * 14.79 * 0.94 * \frac{0.52}{2 * 14.79} = 57.64\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 27 - 21.6 * 0.52 * 0.463 = 52.446\ KN$$

$$\emptyset * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 120 * 463 = 37.43\ KN$$

$Case\ 1$

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

$$V_u = 52.446 > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 37.43\ KN \ \dots \ \boldsymbol{Not\ OK}$$

$Case\ 2$

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

$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 18.71\ KN < V_u = 52.446\ KN < \phi * V_c = 37.43\ KN$ – ***OK***

not *OK*

Provide shear reinforcement

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 120 * 463$ = 90.73 KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(299.8+ 122.4)<380.6< 0.75(299.8 + 599.5)

316.7 <380.6 <674.5

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 8

As =100.5 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{52.446}{0.75} - 49.9 = 50.99$ KN

$S = \frac{A_v f_{yt}\ d}{v_s} = \frac{100.5 * 420 * 463}{50.99 * 1000} = 99.5\ mm$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{463}{2} = 244.8\ mm$ ***control***

$or \quad s_{max} \leq 600\ mm \quad so$

Use 2 leg Φ 8 @100mm

4.12 Design of combined Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Groupc32,31)

✓ Footing Dimension :-

P=538.6+325+420+176=1459.6

$\sum M=0$, (538.6+325)*1.56 -1459.6×X =0 $X=\frac{(538.6+325)*1.56}{1459.6} = 0.92$

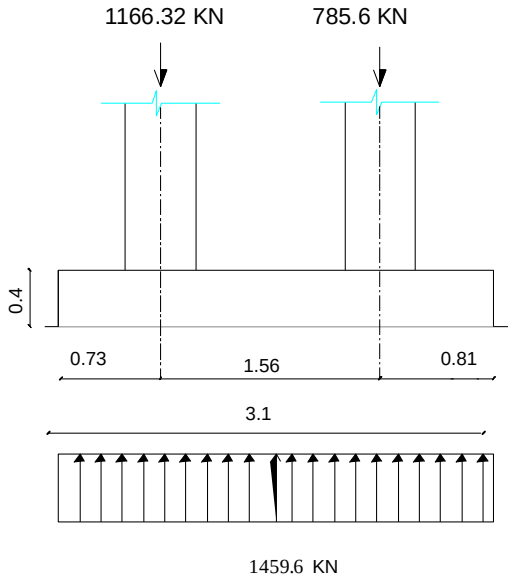


Fig 4.9 :Foot Section.

Allowable Bearing Capacity = 400Kn/m2

Assume h = 40cm

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1459.6}{400} = 3.649m^2$$

Assume square footing B = 3.1 m

✓ Bearing Pressure :-

P_u1 = 1.2(538.6)+1.6(325) = 1166.32Kn/m^2

P_u2 = 1.2(470)+1.6(176) = 785.6Kn/m^2

P_u = 1166.32+785.6= 1951.92 Kn/m^2

$qu = \frac{1951.92}{3.1*3.1} = 203.11$Kn/$m^2$

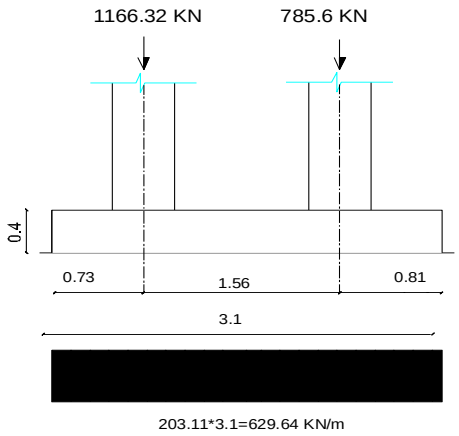


Fig 4.10 :Foot Section.

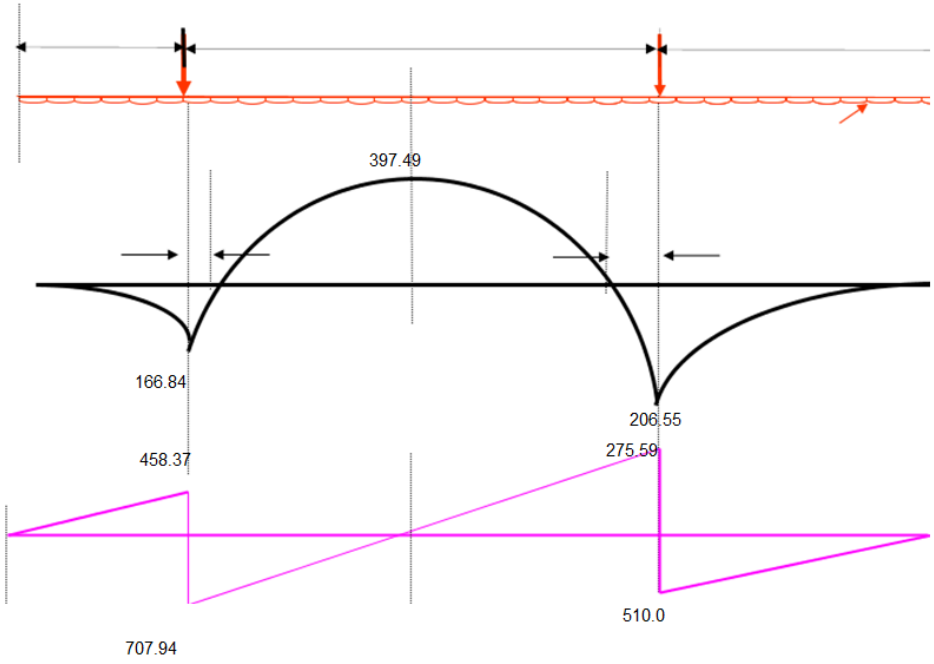


Fig 4.11 :Foot shear and moment diagram.

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 40cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 400 – 75 – 14 = 311 mm

Vu =1166.32-203.11 ∗ 3.1 ∗ (0.478 + 0.5 + 0.311) = 354.75

Vu = 785.6-203.1 ∗ 3.1(0.56 + 0.5 + 0.311) =77.63Kn

$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 3100 * 311 = 590.38Kn$$

$$\phi.Vc = 590.89KN > Vu = 354.75Kn$$

$$\therefore \quad Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu = 1166.32 - (203.11 * 3.138) = 493.25Kn$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{35} = 1.43$$

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

$$b_o = 2*(.478+0.50+.311/2)+(0.56+.311) = 3.138m$$

α_s = 30 for edge column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.43}\right)*\sqrt{24}*3138*311 = 1386.4Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30*611}{3138}+2\right)*\sqrt{24}*3138*311 = 2343.07.Kn$$

CONTROL

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3138*311 = 1195.2Kn$$

ΦVc =2343.07Kn>Vu=493.25Kn ….safe .

3- Design of Bending Moment in the longitude direction :-

Design for maximum moment (midspan)

Mu=-396.44

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{396.44\times10^6}{0.9\times3100\times311^2} = 1.469\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.469}{420}}\right) =$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00363×3100×311 = 3505.16 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*3100*400 = 2232 mm^2

$A_{s,req}$ = 3505.16mm^2

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*60 = 180cm

$S = 380*\left(\frac{240}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*75 = 192.5$ cm

S = 45 cm **…… is control**

Use ø25@125, $A_{s,provided}$= 3926.9mm^2>$A_{s,required}$= 3505.16mm^2… Ok

Design of Bending Moment in the transverse direction :-

$d = 400 - 75 - \frac{14}{2}$= 318 mm

For column 1

Mu= $\frac{\frac{1166.32}{3.1}}{2} * \left(\frac{3.3}{2} - \frac{0.5}{2}\right) = 263.36kn.m$

Band widthunder column 1 is (c+d)=(0.478+0.5+$\frac{0.318}{2}$)=1.137

Take Band Width=1.2m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{263.36\times10^6}{0.9\times1200\times318^2} = 2.41\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.41}{420}}\right) =$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.006127×1200×318 = 2338.06 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1200*400 = 864mm^2

$A_{s,req}$2338.06mm^2

Use ø20@125, $A_{s,provided}$= 2513.27mm^2>$A_{s,required}$= 2338.06mm^2… Ok

For column 2

Mu= $\frac{\frac{785.6}{3.1}}{2} * \left(\frac{3.3}{2} - \frac{0.5}{2}\right) = 177.39kn.m$

Band widthunder column 2 is (c+d)=(0.5+0.318)=0.818

Take Band Width=1.0m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{177.39\times10^6}{0.9\times1000\times318^2} = 1.949\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.949}{420}}\right)=$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.004886×1000*318 = 1556.87 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1000*400 = 720 mm^2

$A_{s,req}$ = 1556.87mm^2

Use ø16@125, $A_{s,provided}$= 1608.49mm^2>$A_{s,required}$= 1556.87… Ok

Provide 14@150 for Temperature and shrinkage

4-9 Design of Stair

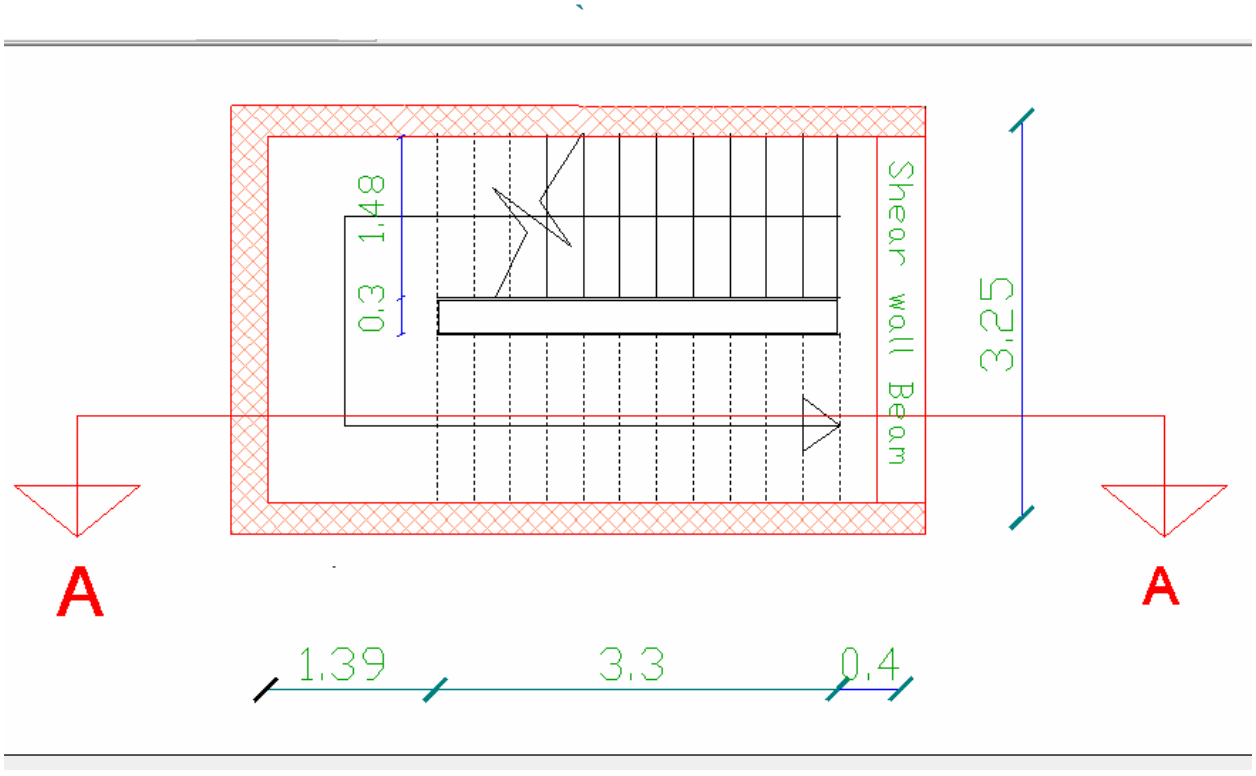


Fig 4.12: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 451/20 = 22.5 cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 29.56^{o}$

✓ Load Calculation:-

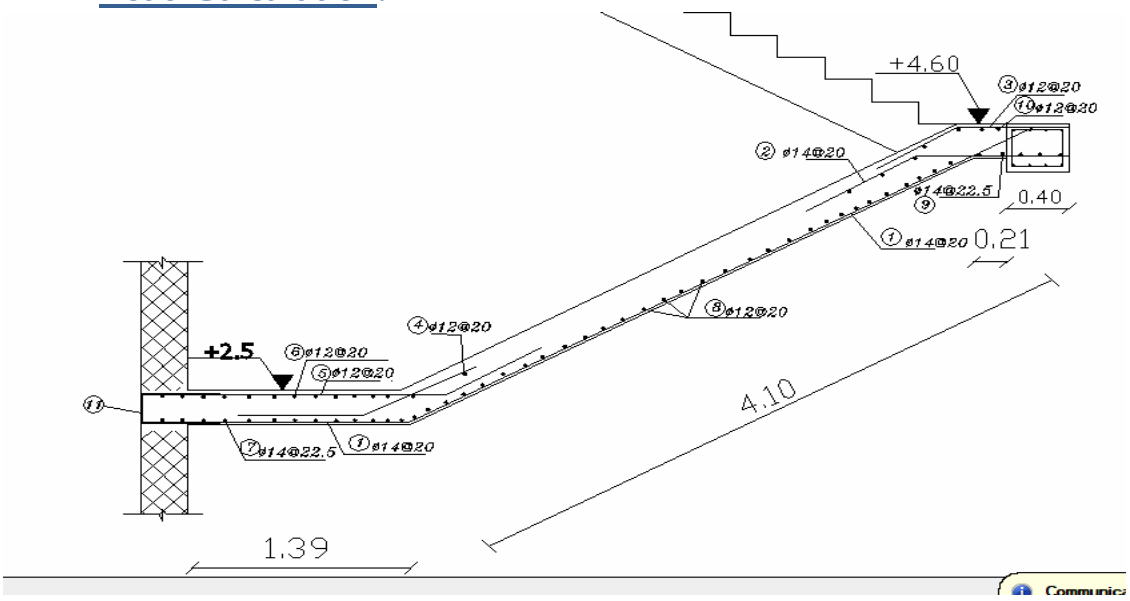


Fig 4.13: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.35+0.17/0.3) = 1.196 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.17/0.3) = 1.04 KN/m	
3	Stair	25*0.5*0.17*1 = 2.13 KN/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos 29.56 = 7.18 KN/m	
5	Plaster	22*0.03*1 / cos 29.56^{o} = 0.759 KN/m	
		Sum	12. 94 KN/m

Table (4.5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×12. 94+ 1.6×5 =23.53 KN/m

✓ System of Flight:-

1. Design of Shear for Flight :- (Vu=38.82 KN.m)

Assume bar diameter ø ١٤ for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ KN

$\Phi V_c = 0.75*182.1 = 136.56$KN > Vu = 38.82 KN**…… No shear reinforcement are required**

2. Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=63.47KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{63.47\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.42\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.42}{420}}\right) = 0.0035076$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0035076\times1000\times223 = 782.2\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

$As_{req} = 782.2\ mm^2 > A_{s,min} = 450\ mm^2$**…… is ok**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250 =750 mm

S = 450 mm

S=380(280/(.66*420))-2.5*20=330 mm

S=380(280/(.66*420))=300 mm

S = 300 mm **…… is control**

Use ø14 @ 200mm , $A_{s,provided} = 923.4mm^2 > A_{s,required} = 782.2mm^2$… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{923.4\times420}{0.85\times1000\times24} = 19.01\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{19.01}{0.85} = 22.4mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-22.4}{22.4}\right) = 0.0267 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69 KN/m
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.25*1=6.25 KN/m
5	Plaster	22*0.03*1= 0.66KN/m
	Sum	8.26KN/m

Table(4.6)Dead load calculation of landing

3. Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

Use ø12@ 200 mm , $A_{s,provided} = 565m^2 > A_{s,required} = 450mm^2$… Ok

Design/ of Landing :- (For First One Meter)

Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

h_{min} = 3.25/20 = 16.25 cm

Take h = 25 c

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Landing For 1m Strip:-

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Reaction From Flight:-

W_U =38.82/1.48=26.23 KN/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×8.26+ 1.6×5=17.91KN/m

✓ System of Landing:-

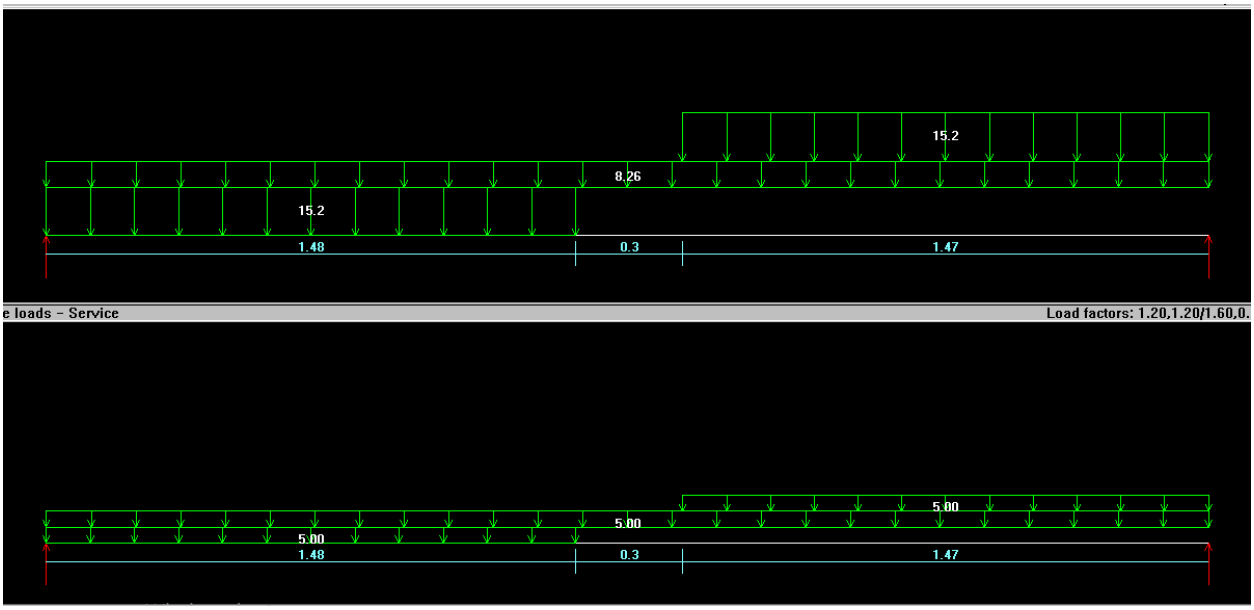


Fig 4.14: Statically System and Loads Distribution At First 1m 0f Landing

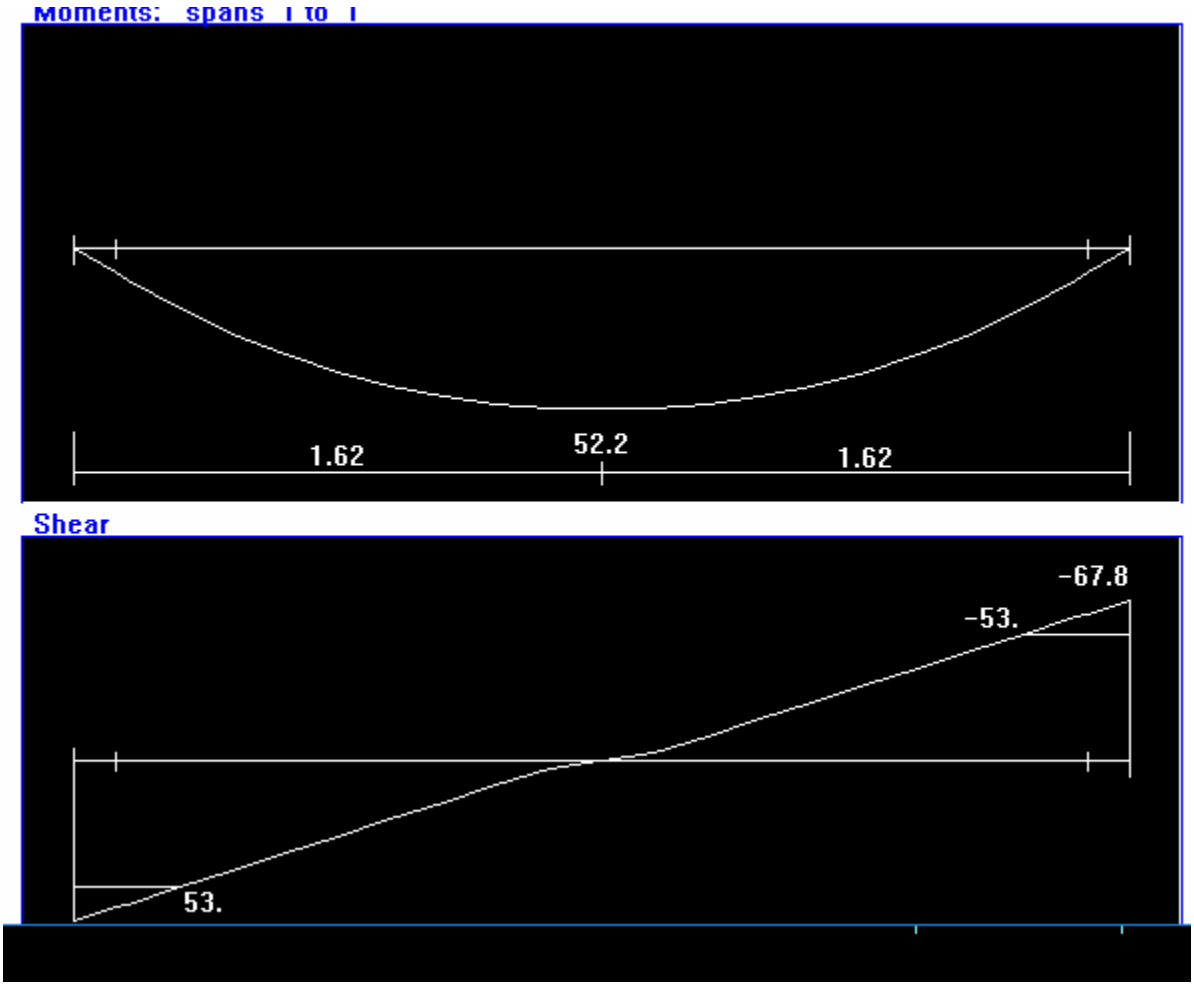


Fig 4.15: Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=67.82 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ KN

Φ* $V_{c=}$ 0.75* = 136.56 KN> Vu =KN**…... No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=52.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{52.2\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.17\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.2421.17}{420}}\right) = 0.002871$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.002871×1000×223 = 640.14 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450 mm^2

$A_{s,req}$ = ٨٣٢.٥٨ mm^2

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250 =750 mm

S = 450 mm

S=380(280/(.66*420))-2.5*20=330 mm

S=380(280/(.66*420))=300 mm

S = 300 mm **…… is control**

Use ø14@ 225 mm , $A_{s,provided}$= 769.7 mm^2>$A_{s,required}$= 640.14 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f_c'} = \frac{769.7\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.85\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.6mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-18.6}{18.6}\right) = 0.0329 > 0.005 \ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req} = A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

Use ø١٢@ 200 mm , $A_{s,provided}$= 565 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

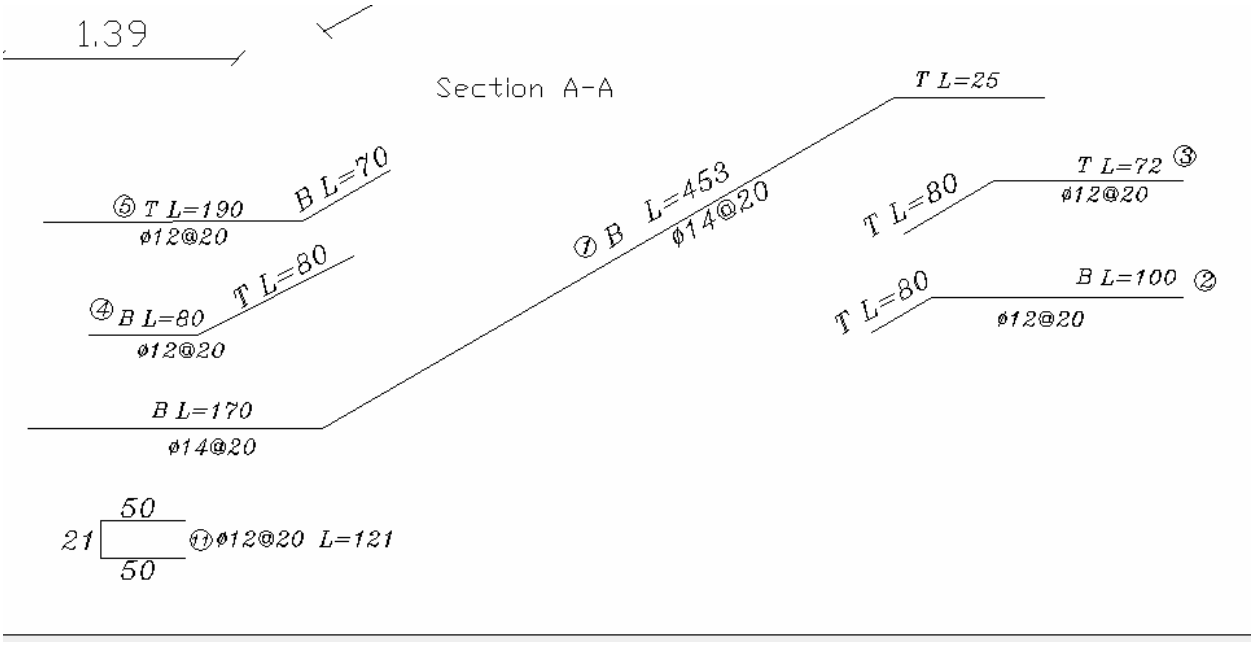


Fig 4.16: Stair Reinforcement.

4.10 Design of Column

❖ Material :-

⇒ concrete B300

⇒ Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group H)

Service Load:-

Dead Load = 3166.1KN
Live Load = 1170KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×3166.1+ 1.6× 1589.22=5311.32KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 x\ 0.8 \times Ag\ \{0.85\ fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$5611.32*1000 = 0.65 x\ 0.8 \times Ag\ \{0.85*24(1-0.02) + 0.02*420\}$

Ag= 380071.85 mm2

Try h=600mm

b=600mm

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section

Lu = 3.5m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about X-axis (h= 0.6m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1\times 3.5}{0.3\times 0.6} = 19.44 < 22$$

Column Is Short About X-axis

- **about Y-axis (h= 0.6m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1\times 3.5}{0.3\times 0.6} = 19.44 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

$$5611.32*1000 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times 360000\{0.85*24(360000 - As) + As*420\}$$

$As=8626.12mm^2$

$$\rho g = As / Ag = 0.02$$

Use20Φ25 with As=9818mm²

✓ Design of the Stirrups:-

Use Φ 10 for ties

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 18.0 = 28.8\, cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\, cm$$
$$spacing \le least\,\text{dim} = 50\, cm$$

$Use \phi 10@20\, cm$

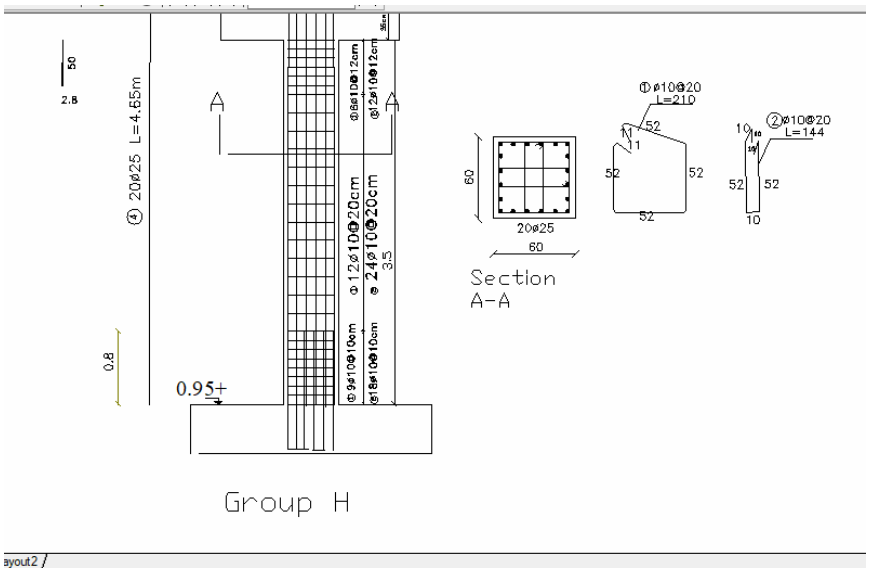
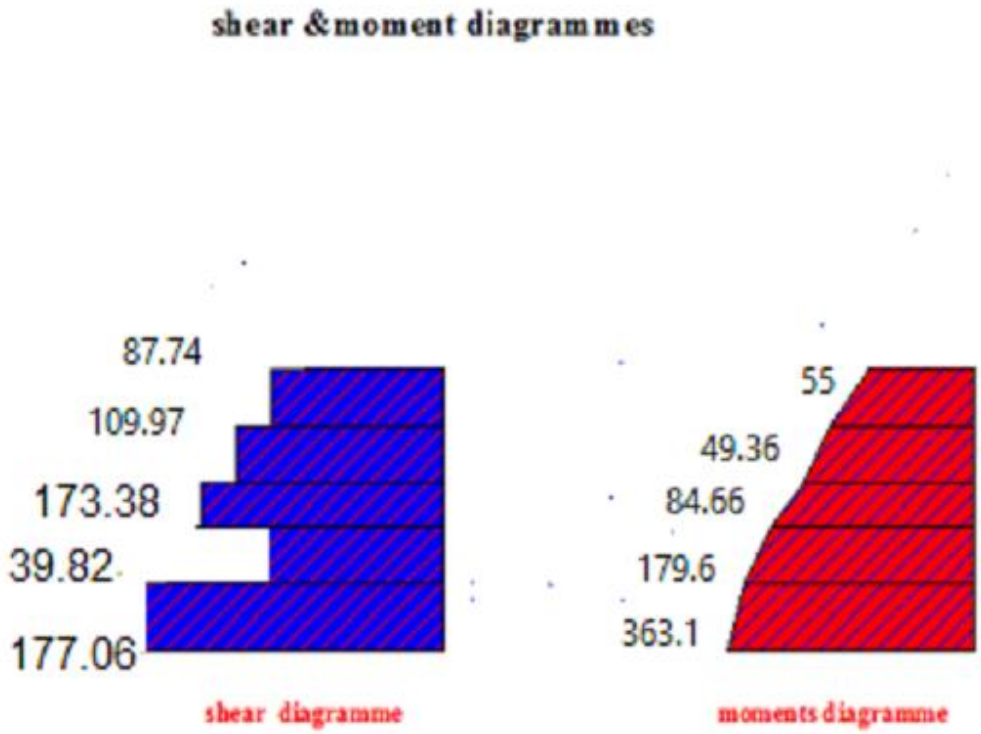


Fig 4.17: Column Reinforcement

4.10 Design of Shear Wall



❖ **Material and Sections:- (From Shear Wall 33)**

⇒ concrete B500 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 3.85 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 18.4 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 177.0659\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75m$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{18.4}{2} = 9.2m$$
$$storyheigh(Hw) = 9.2m.....Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4600 = 3507.056\ KN > V_u = 177.0659KN$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 4600 = 1126.76\text{…….. Control}$$
$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 4600 + 0 = 1825.35KN$$
$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd = 3239.41KN\ neglected$$

$$\frac{363.1 - 179.602}{3.85} = \frac{M_u - 179.602}{3.6 - 1.75} \Longrightarrow M_u = 267.77KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{267.77}{177.0659} - \frac{3.5}{2} = -0.23\ mm\ neglected$$

Vc $= 1126.76KN$

$\frac{1}{2}\emptyset * vc \leq vu$ **No need reinforcement**

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{18.4}{3.5}\right)\left(\frac{157}{200*250} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.621375$$

S_v= 252 mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{35000}{3}$ = 1166.6 mm

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……

. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{3500}{200}\right) * 2 * 79 = 2765\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{2765}{3500 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.0553$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0553 + 0}{2 * 0.0553 + 0.85 * 0.85} = 0.071$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{2l_w})\right]$$

$$= 0.9\left[0.5 * 2765 * 420 * 3500(1 + 0)\left(1 - \frac{0.071}{2}\right)\right] = 1764.1\ KN \geqq 267.77 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=$267.77 - 1764.1$= -1496.34 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}}$=$\frac{3500}{600*.007}$=1424.57 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 714\ mm$

Mub (moment carried by boundary steel)=27247 KN.m

Asb=Mn/{Fy*(Lw-Lb)}= $\frac{(27247*10^6)/0.9}{420*(3500-750)}$ = 1375 mm^2

select 8Ø 16 with As=1608 mm^2 for each boudary element

4.12 Design of Footing

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group D)

Dead Load = 1321Kn, Live Load = 503.5Kn

Total services load = 2147.6+ 649.3 = 2796.9Kn

Total Factored load = 1.2*1321 + 1.6*503.5= 2390.8Kn

Column Dimensions (h*b) = 50*60cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400Kn/m2

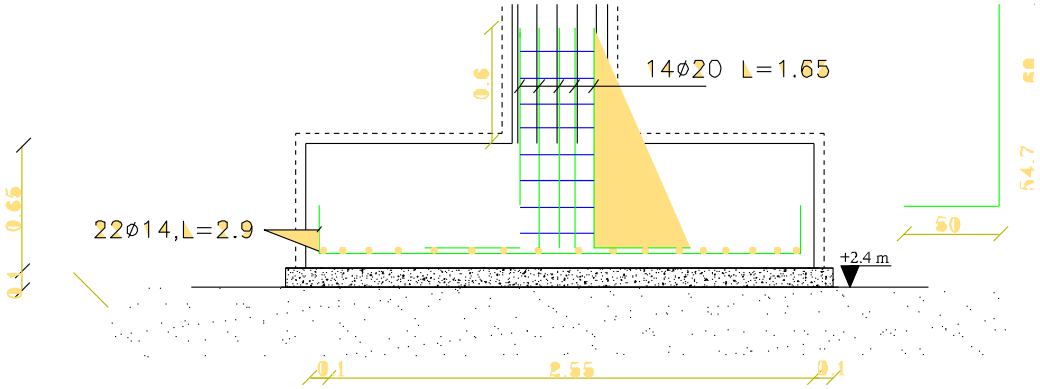


Fig 4.18 :Foot Section.

Assume h = 70cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 25*0.75 – 18*1.1-5= 356.5kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1896}{356.5} = 5.32m^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.3 m

Select B = 2.3 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 2435.52/2.3*2.3 = 460.4Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

4- Design of One Way Shear Strength :-

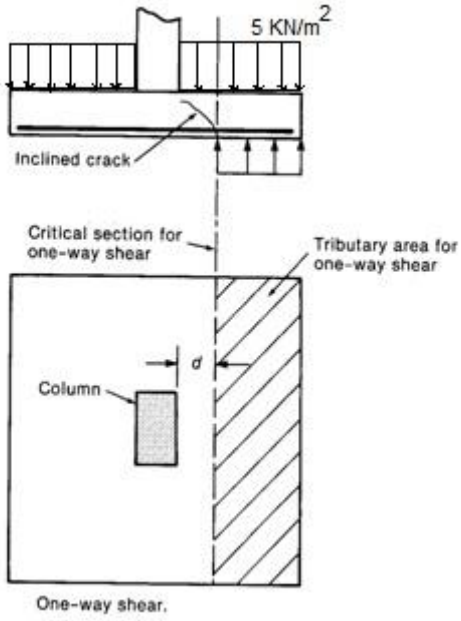
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 70cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 700 – 75 – 14 = 311 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 460.4 * \left(\frac{2.3-0.5}{2} - 0.311\right) * 2.3 = 306.02Kn$



$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2300 * 611 = 860.56Kn$$

$$\phi.Vc = 860.5KN > Vu = 306.2Kn$$

$$\therefore \quad Safe$$

5- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu = 460.4(.2.3 * 2.3[(0.5 + 0.611) * (0.5 + 0.611)] = 1867.23Kn$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{50} = 1.0$$

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

$b_o = 2*(61.1+50)+2*(61.1+50) = 444.4cm$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*4444*611 = 4988.3Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{50*611}{4444}+2\right)*\sqrt{24}*4444*611 = 3229.04.Kn$$

CONTROL

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4444*611 = 3325.53Kn$$

ΦVc =3229.04Kn>Vu=1867.23Kn ….safe .

6- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

Mu = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * \left(\frac{B-a}{2}\right)/2 * L$ = 460.4 * $\left(\frac{2.3-0.5}{2}\right)$ *$\left(\frac{2.3-0.5}{2}\right)$/2*2.3 =428.86Kn

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{428.86\times10^6}{0.9\times2300\times311^2} = 0.59\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.59}{420}}\right) =$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00142\times2300\times311 = 2023.44\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*2300*600 = 22484\ mm^2$

$A_{s,req} = 2023.44 mm^2$

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*60 = 180cm

$S = 380*\left(\frac{240}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*75 = 192.5\ cm$

S = 45 cm **…… is control**

Use 22ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 3388mm^2>$A_{s,required}$= 2023.44 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{3388\times420}{0.85\times2300\times24} = 25.995\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{25.995}{0.85} = 30.58\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{311-30.58}{30.58}\right) = 0.056 > 0.005\ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

7- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

$A_1 = 50 * 50 = 0.25\ m^2$

$A_2 = 2.3*2.3 = 5.29\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.61}{0.25}} = 3.8 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times28\times250\times2) = 7735Kn$$

$$\Phi Pn = 7732 > Pu = .2435.52.....ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 250) = 3867.5Kn$

$\Phi Pn = 3867.56 > Pu = 2435.52.8kn.....Not..ok$

we Need For Dowels

As dowels =As column

Use 14ø20, A_s = 4398.22 mm^2

8- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{14}{2} = 82mm \ \ Or\ cb = \frac{150}{2} = 75\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{14} = 5.35 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{2300-700}{2}$ -75= 725mm

$Ld_{T\ available}$ = 725 mm > $ld_{req} = 395.054\ mm$**…….. OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}} > 0.043*Fy*dB > 200mm$

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*14}{\sqrt{24}} = 2610.929 > 0.043*420*14 = 252.84 > 200mm$

Ld_{Creq}= 267 mm

$Ldc_{available}$= 600 – 75 – 14 – 14 = 497mm > Ld_{Creq}= 267mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 14 = 417.4 mm > 300 mm

Select Lsc = 600 mm

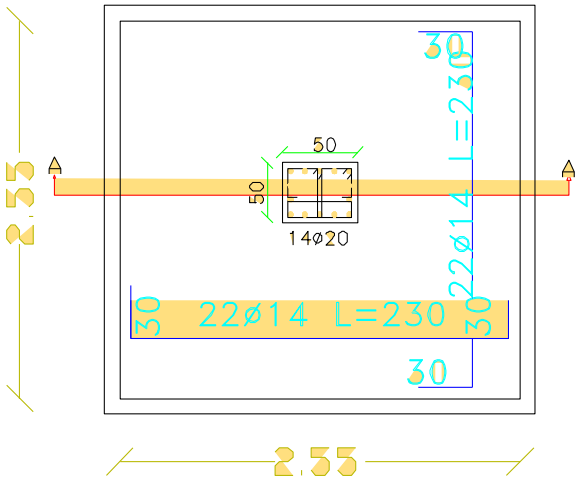


Fig 4.19 :Foot Reinforcement Details.

4.13 Design of Basement Wall:

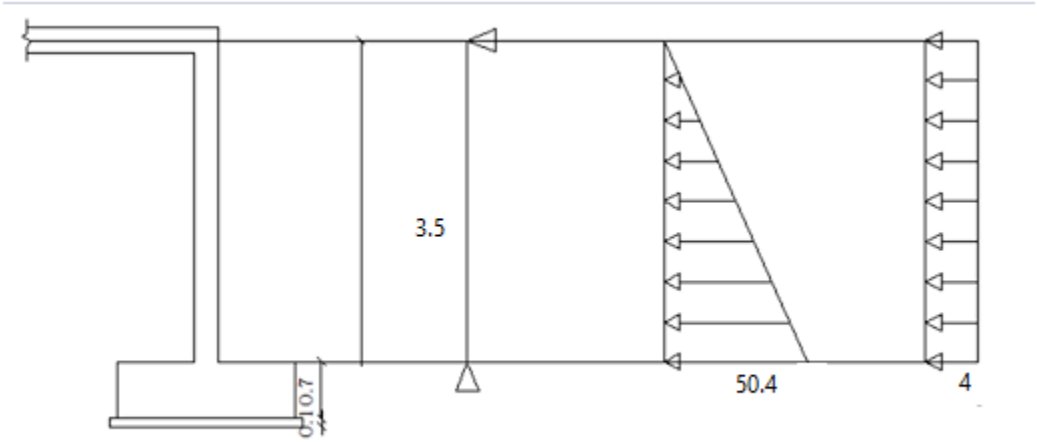


Figure (4-20): Geometry of basement.

Fc' = 24Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30°$ $\gamma = 18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

4.11.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:
* **Weight of backfill:**

$$q1 = Ko * \gamma * h$$

= 0.50*18*3.5 =31.5 KN/m
$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *31.5 = 50.4 KN/m

*** Load from live load:**
LL=5 KN/m2

$q2 = Ko * LL$

$= 0.50 * 5 = 2.50$ KN/m

$q_{2\ (Factored)} = 1.6 * 2.50 = 4.0$ KN/m

4.11.2 Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm

Vmax =48.32 KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{24} * 1000 * 266}{6} = 162.89 KN$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

4.11.3 Design of bending moment:

Mu max =67.89KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{67.89}{0.9} = 75.43\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{75.43 * 10^6}{1000 * 266^2} = 1.066\ Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.066 * 20.6}{420}}\right)$$

$= 2.608 * 10^{-3}$

$\text{Asreq} = \rho * b * d = 2.608 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{693.77\ cm^2/m}$

$\text{Asmin} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$\text{Amin} \leq Areq$

Select Ø12@15cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

As req =As min $= 3.60\ cm^2/m$

Ø10@15cm/m

4.10.4 Design of the horizontal reinforcement:

$\text{Asmin} = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**Ø10@20cm/m**, in two layer.

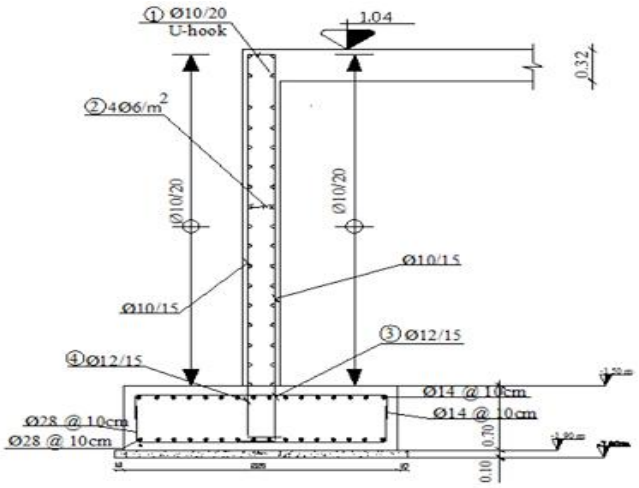


Figure (4-21):Reinforcement for Basement Wall.

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مقدمة مشروع التخرج	I
الإهداء	II
الشكر والتقدير	III
الملخص باللغة العربية	IV
الملخص باللغة الانجليزية	V

الفصل الأول	**المقدمة**	2
1-1	تمهيد	3
2-1	أهداف المشروع	3
3-1	مشكلة المشروع	3
3-1	المسلمات	4
5-1	فصول المشروع	4
6-1	إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	**5**
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	6
1-3-2	وصف المساقط الافقية للمبنى	9
2-3-2	وصف الواجهات	13
3-3-2	وصف الحركة	15

الفصل الثالث	**الوصف الإنشائي**	**17**
1-3	مقدمة	18
2-3	الهدف من التصميم الإنشائي	18
3-3	مراحل التصميم الإنشائي	18
4-3	الأحمال	17

1-4-3	الأحمال الميتة	19
2-4-3	الأحمال الحية	19
3-4-3	الأحمال البيئية	20
1-3-4-3	أحمال الرياح	20
2-3-4-3	أحمال الثلوج	20
3-3-4-3	أحمال الزلازل	21
5-3	الاختبارات العملية	22
6-3	العناصر الإنشائية	22
1-6-3	العقدات	23
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	24
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	24
3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	25
4-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
3-6-3	الجسور	26
4-6-3	الأعمدة	26
5-6-3	جدران القص	27
6-6-3	الأساسات	28
7-6-3	الادراج	29
7-3	فواصل التمدد	29

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	32
4-1	Introduction	33
4-2	Design Method and Requirements	33
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	34
4-4	Design of Topping	35
4-5	Design of One Way Rib Slab	37
4-6	Design of Beam	57
4-7	Design of Two Way Rib Slab.	

4-8	Design of Combined Footing.	
4-9	Design of Stair.	
4-10	Design of Column.	
4-11	Design of Shear Wall.	
4-12	Design of Isolated Footing.	
4-13	Design of Basement Wall	

الفصل الخامس	**النتائج والتوصيات**	63
5-1	مقدمة	58
5-2	النتائج	59
5-3	التوصيات	60

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	20
جدول (3-3)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	22
جدول (4-1)	Dead Load Calculation of Rib(R1).	4
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping.	5
جدول (4-3)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	9
جدول (4-4)	Calculation of the total dead load for two way rib slab	31
جدول (4-5)	Dead Load Calculation of Flight.	49
جدول (4-6)		51

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	صورة جوية	7
الشكل (2-2)	مخطط طابق التسوية	9
الشكل (2-3)	مخطط الطابق الارضي	10
الشكل (2-4)	مخطط الطابق الاول	11
الشكل (2-5)	مخطط الطابق الثاني	11
الشكل (2-6)	مخطط الطابق الثالث	12
الشكل (2-7)	مخطط خزان الماء	12
الشكل (2-8)	الواجهة الشمالية	13
الشكل (2-9)	الواجهة الجنوبية	14
الشكل (2-10)	الواجهة الشرقية	14
الشكل (2-11)	الواجهة الغربية	15
الشكل (2-12)	مقطع AA	16
الشكل (2-13)	مقطع BB	16
الشكل (3-1)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	23
الشكل (3-2)	عقدات الاعصاب ذات الاتجاه الواحد	24
الشكل (3-3)	عقدات الاعصاب ذات الاتجاهين	25
الشكل (3-4)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
الشكل (3-6)	الدرج	27
الشكل (3-7)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	28
الشكل (3-8)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	29
الشكل (3-9)	جدار قص	30
الشكل (3-10)	الأساسات	31

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load	37
4-2	One Way Rib Slab (1)	40
4-3	Statically System and Loads of Rib (R 1)	40
4-4	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 1)	42
4-5	Geometry of Beam	20
4-6	Moment and Shear Envelop for Beam	21
4-7	Two way Ribbed slab.	29
4-8	Two way ribbed slab	32
4-9	Foot Section.	40
4-10	Foot Section	41
4-11	Foot shear and moment diagram	42
4-12	Stair Plan	47
4-13	Stair Section	48
4-14	Statically System and Loads Distribution At First 1m Of Landing	53
4-15	Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing	54
4-16	Stair Reinforcement	56
4-17	Column Reinforcement	60
4-18	Foot Section	66
4-19	Foot Reinforcement Details	72
4-20	Geometry of basement	73
4-21	Reinforcement for Basement Wall	76

List of Abbreviations

- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **bw** = web width,
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- $\mathbf{f_c}'$= compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.

- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **b**= width of beam .
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$**=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area **.**

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ "مستشفى دورا الحكومي"

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعـمـل

اسلام محمد حميدة ايات عبد الناصر الدرابيع

دانا احمد حمارشة روزين راشد البطران ضحى عايش الوعرة

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. خليل كرامة	م. فيضي شبانة

الإهداء

الحمد لله أولا وآخراً والآن ودائما .

إلى الوطن الذي كبرنا لأجله، وتعلمنا لأجله، وأكملنا وأبدعنا لأجله، إلى فلسطين الحبيبة التي كانت دوما لنا ملهمة ومعلمة ومحفزة على الاستمرار والتميز.

إلى من كانت اليد الطيبة التي تمتد دوما لتمسح عن جبيني التعب، إلى من كانت الحافز الأول دائما كلما شعرت بالفتور والملل، إلى أمي الغالية التي سهرت كلما سهرت وتعبت أكثر مما تعبت، إلى أمي العظيمة التي كانت ولا زالت نموذجا للعطاء والمحبة، أهدي إليك جهدي كما لم تبخلي علي بجهدك أبدا . .

إلى الغالي الذي يزين اسمي بوجود اسمه دائما، إلى أبي الذي عمل كثيرا لكي أصل إلى هنا، إليك يا من كنت أتكأ على وجوده كلما انحيت. . وإليكم أخواتي وأخوتي وصديقاتي

إلى أرواح الشهداء التي زينت بعطرها الشذي حياتنا، إلى أرواحهم التي تطير محلقة حولنا لتحفنا بالنصر والبهجة، إليكم يا من قدمتم دماءكم فداء لنا ولدينكم، نهديكم علمنا كما أهديتمونا أرواحكم. .

وزميلاتي وأساتذتي، إلى كل من دعمني بكلمة ودعوة وأمل وحب. . أهدي إليكم جميعا جهدي هذا ومحبتي.

فريق العمل

الشكر والتقدير

نحمد الله بفضله وجلاله وعظيم سلطانه لما منّ به علينا من نعمة وحكمة وتوفيق، فالحمد لله على ما توصلنا إليه بفضله تعالى _عز وجل _ حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أيضا مشرفنا القدير وأستاذنا الفاضل المهندس خليل كرامة ،لما قدمه لنا من علم وحلم وسعة صدر ولم يتوانى عن تقديم ما لديه من علم ومعرفة .

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بأكمله ، لما قدموه من وقت وجهد طوال فترة الدراسة .

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لأهلنا ولآبائنا وأمهاتنا الذين لهم كل الشكر وعظيم الامتنان لما قدموه حتى نبلغ ما وصلنا اليه .

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "مستشفى دورا الحكومي"

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري ،فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق المهندس الإنشائي.

يتكون المبنى من خمسة طوابق وخزان ماء ، حيث تبلغ المساحة الإجمالية للمبنى (9043) متر مربع ، ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه يقوم على تعدد الكتل والفراغ بحيث تكون مرتبة بشكل متناسق مع العناصر الجمالية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة والسرعة في الوصول والتنقل للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية ، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية .

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، و أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي والتصميم فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad (2007), Atir, Microsoft Office,Etabs and Safe.

Abstract

The construction design of the"Dora Hospital"

The construction design is the most important design for the building after the architectural design, the distribution of the columns and the calculation of the loads and maintain durability and best economical way the highest degree of security and safety is the responsibility of the construction engineer.

The building consists of five floors and tank water, where the total area (8980) square meters, it features the architectural design of the project that is based on the multiplicity of the blocs, leisure, so as to be arranged in harmony with the aesthetic elements, in addition to the attention in the distribution of the blocks to provide comfort and ease and speed of access and mobility to users.

.

The importance of the project in a variety of structural elements in the building, Such as:beams,columns and concrete tiles,also multiple blouck and setbacks in the area bunk beds.

It is noteworthy that the Jordanian code will be used to determine the live loads, and seismic loads, either for the construction and design analysis will be used in the US Code (ACI_318_08), it must be pointed out that there would be dependence on some computer programs such as:

Autocad (2007), Atir, Microsoft Office, Etabs, Safe.

الفصل الأول

المقدمة

المحتويات

١.١ تمهيد

٢.١ أهداف المشروع

٣.١ مشكلة المشروع

٤.١ المسلمات

٥.١ فصول المشروع

٦.١ إجراءات المشروع

١.١ تمهيد

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه . وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع. والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر .

٢.١ أهداف المشروع

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

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

١- اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة و إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.
٣- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .

١. ٣ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل وتحديد النظام الإنشائي و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمستشفى في دورا ، وفي هذا المجال تم توزيع أعمدة المبنى وتحديد أنواع البلاطات وتحليل بعض العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وغيرها . بتحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له، ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

٤.١ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,Safe, Etabs).
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

٥.١ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة عن المشروع .
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الانشائية للمبنى
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

٦.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.