بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لكلية دار الكلمة للفنون

فريق العمل

رمزي طارق المحتسب　　عبد المعطي عبد القادر الزرو

محمد عبد الحكيم الجعبري

إشراف :

د. هيثم عياد .

1 الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة

2-1 مشكلة البحث

3-1 ملخص لوصف المشروع

4-1 الهدف من المشروع

5-1 خطوات المشروع

6-1 أسباب اختيار المشروع

7-1 نطاق المشروع

المقدمة

1-1 المقدمة:

منذ فجر التاريخ كان الإنسان يسعى لتطوير أساليب معيشته وتطوره الحضاري وذلك بإيجاد المأوى والمكان المناسب للعيش الذي يوفر له الآمن والراحة, وهذا التطور ترك اثر واضحا على النواحي الإنشائية والمعمارية على مر الأزمنة والعصور المتتالية. واهتمامه بالتعليم والمراكز التعليمية جعل الإنسان بحاجة ماسة إلى مبان ذات مواصفات ومعايير خاصة من ناحية الاستخدام والمساحة.

وفي ظل التطور الذي تشهده المدن الفلسطينية وازدياد الحاجة إلى الجامعات والكليات التعليمية والمدارس واهتمام بعض المؤسسات المحلية والأجنبية بمحاولة إيجاد وإنشاء مبان تعليمية وفق احدث المعايير والطرق الإنشائية والمعمارية, مما يعمل على توفير الراحة والمناخ المناسب للتعليم ولكونه حاجة ملحة وضرورية لابناء الشعب الفلسطيني الواحد.

ولهذا السبب كان لا بد من الاهتمام بهذه المؤسسات التعليمية من جميع النواحي وخاصة المعمارية والإنشائية, نظرا للدور التي تلعبه من خدمه كبيره لتلبية حاجات المجتمع.

ومن الجدير بالذكر إن المهندسين هم أول من يتحملون المسؤولية والعبء تجاه المجتمعات في التطور العمراني والإنشائي الذي وصل في عصرنا هذا إلى ارفع المستويات والدرجات من العلم والمعرفة, وذلك عن طريق استخدام علمهم في تصميم المباني بحيث تكون قادرة على تحمل كافة القوى المؤثرة عليها, وبذلك تكون قد أمنت الراحة والأمان والرفاهية التي يسعى الإنسان لتحقيقها.

وبالمسؤوليه الملقى على كاهلنا قمنا باختيار هذا المشروع المعماري لكلية تعليمية وذلك بهدف إجراء التصميم الإنشائي له,مكملين بذلك ما قام به زملائنا المهندسين.

2-1 مشكلة البحث:

تتجلى مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى التي سوف تجري عليه الدراسة وهو " كلية دار الكلمة للفنون".

حيث سيمر المشروع بعدة مراحل للتصميم الإنشائي مثل تحليل القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر إنشائي ومن ثم تحديد إبعادها وذلك لإيجاد كمية التسليح اللازمة لها.

3-1 ملخص لوصف المشروع:

ومن المعروف في المباني التعليمية وجود عدة استخدامات مثل المختبرات والصفوف التعليمية والمكتبات والمسارح والمكاتب والقاعات الرياضية والمشاغل والكافيتيريات والوحدات الصحية كلها في مبنى واحد وتعمل كوحدة واحدة, وحيث إن هذه المباني تمتاز بوجود الحركة الدائمة والحمل البشري العالي.

ونظرا لوجود الحركة الدائمة بشكل أفقي وراسي تم توفير وسائل الراحة الممكنة للانتقال والتحرك بين أجزاء المبنى المختلفة بشكل سريع وسلس, وتم أيضا تخصيص المساحات المناسبة حسب الاستعمال, كما يراعى توفير الإضاءة والتهوية الكافيين في المبنى نظرا لوجود أعداد كبيره من البشر في أوقات معينة في هذه الأنواع من الأبنية.

وكما يراعى في مثل هذه الأبنية الحرص الشديد على التصميم الإنشائي بحيث إيجاد الحلول المناسبة من حيث الجسور المدلىة والعقدات العصب ذات الاتجاهين وحوائط القص والى غير ذلك من العناصر الإنشائية.

4-1 الهدف من المشروع:

تقسم أهداف المشروع إلى قسمين وهي:

1- الحل المعماري:

في المشاريع الخاصة بالمباني التعليمية يكون التركيز على تقسيم المساحات بشكل مناسب من حيث مساحات الصفوف التعليمية والمختبرات والمشاغل والمسارح التي يراعى فيها وضعية خاصة من ناحية التصميم المعماري ومعالجة الحركة داخل المبنى وخارجه بشكل يقلل عملية الازدحام داخل الممرات وعلى الأدراج وفي الساحات الخارجية والداخلية وأيضا يراعى التصميم المعماري في الواجهات والشكل العام في توجيه المبنى والاطلاله ووضع المبنى مع الأبنية الموجودة فيما حوله من ناحية الشكل والتصميم, وكل هذا يدل على تطور المدينة وحضارتها.

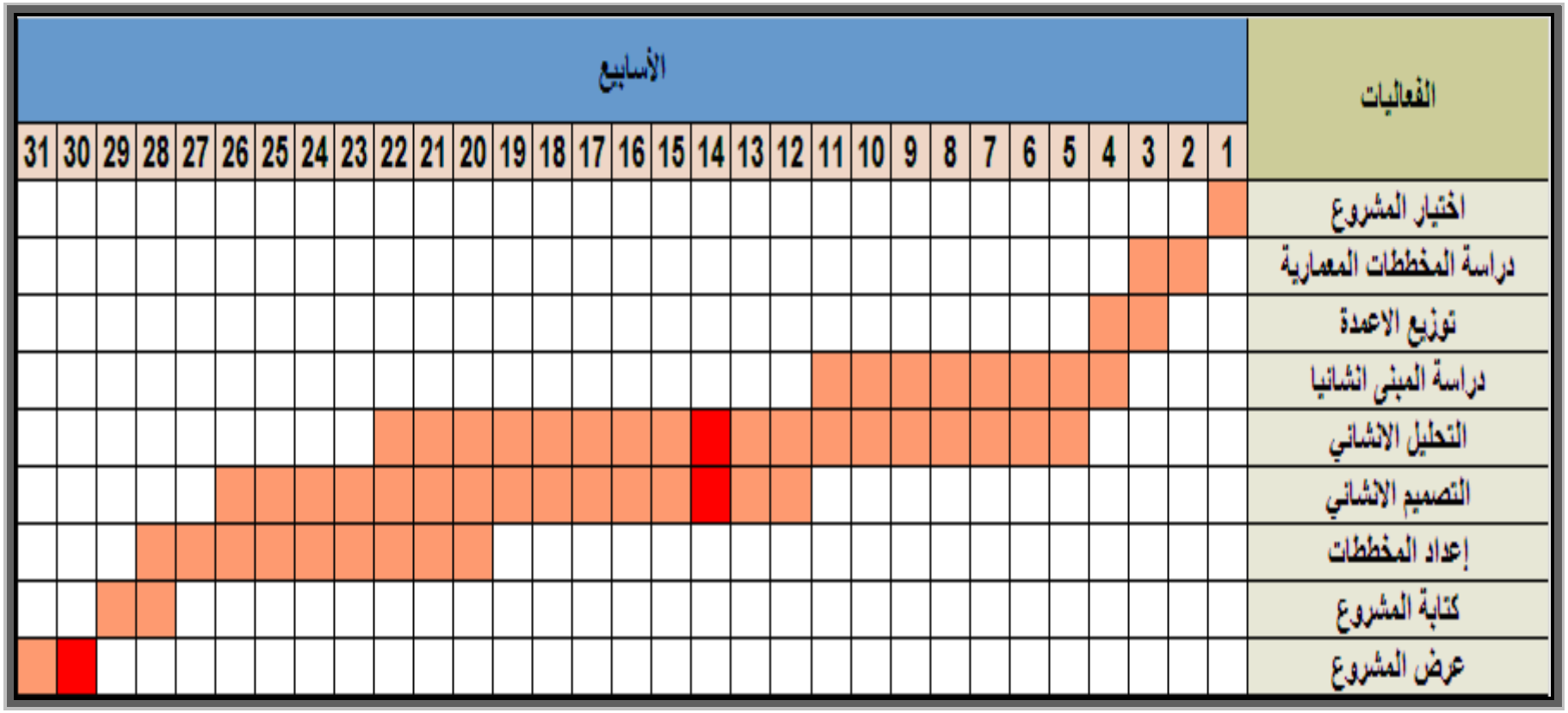
2- الحل الإنشائي:

أ- التحليل والتصميم الإنشائي للمبنى التعليمي حيث سيتم إعداد المخططات الانشائيه لكل من (جسور وأعصاب و أعمده وأساسات ...الخ) ليكون جاهزا للتنفيذ على ارض الواقع بحيث لا يعيق التصميم الإنشائي أي حاجه معمارية.

ب- تسخير القدرة الانشائيه والمعمارية للخروج بمبنى متكامل من ناحية إنشائية ومعمارية وبشكل يحافظ على العنصر الجمالي للمشروع.

5-1 خطوات المشروع:

1- دراسة المخططات المعمارية للمبنى التعليمي من (مساقط ,واجهات , قطاعات, موقع عام) وربط هذه المخططات مع بعضها البعض.
2- القيام بتوزيع الاعمده بحيث لا تتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري.
3- دراسة المبنى إنشائيا , بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية, والأحمال الواقعة على المبنى, وايضا اعتماد النظام الإنشائي لها.
4- التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
5- التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.
6- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية للمبنى بحيث يتم إخراجها بشكل يتم تنفيذه.
7- كتابة المشروع وإخراجه بصورته النهائية.
8- عرض المشروع للمناقشة.



الشكل (1-1) جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

- المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة المشروع في الأسبوع الرابع عشر.
- المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع في الأسبوع الثلاثون.

6-1 أسباب اختيار هذا المشروع:

تعود أهمية اختيار هذا المشروع من قبلنا الى عدة أمور من أهمها : اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المبنى , و خاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة الر زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا, و كذلك لاكتساب المعرفة العلمية و العملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية التي ستواجهنا في سوق العمل بعد التخرج .

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع الى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج و الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بتخصص هندسة المباني .

7-1 نطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على عدة فصول مفصلة كالآتي :

1. الفصل الأول : وهو عبارة عن مقدمة عن المشروع, يحتوي في طياته نظرة عامة عن المشروع و الدوافع التي ساعدت على اختيار المشروع .
2. الفصل الثاني : و يعرض هذا الفصل وصفاً معمارياً عن المنشأ الذي سيتم دراسته من حيث المساقط الأفقية و الرأسية و المساحات و الواجهات ... الخ.
3. الفصل الثالث: وسيتم في هذا الفصل عرض النظام الإنشائي الذي سنتبعه في تصميم المنشأ. و يشمل الجسور و الأعصاب و الجسور و الأعمدة و العقدات... الخ .
4. الفصل الرابع : سنقدم في هذا الجزء التحليل و التصميم لعينة من بعض الأجزاء الإنشائية, حيث يوضح هذا الفصل جميع الاحمال الواقعة على هذا المبنى بالاضافة الى تصميم ابعاد و حديد التسليح لعينة من العناصر الانشائية, علما ان هذا الفصل

سيكون باللغة الانجليزية لتسيهل عرض المعادلات و الحسابات و الصطلحات العلمية, وذلك بسبب كون المواجع و الكود المتبع هما باللغة الانجليزية.

5. الفصل الخامس : وهذا الفصل هو اخر الفصول في هذه الدراسة وسيتم فيه عرض بعض النتائج التي حصلنا عليها , وخاصة العناصر الإنشائية التي تم تحليلها وتصميمها في الفصل الرابع, بالإضافة الى أن هذا الفصل سيحتوي على بعض الاستنتاجات و التوصيات .

2 الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2-1 لمحة عامة عن المشروع

2-2 موقع المشروع

2-3 أهمية موقع المشروع

2-4 توزيع عناصر المشروع

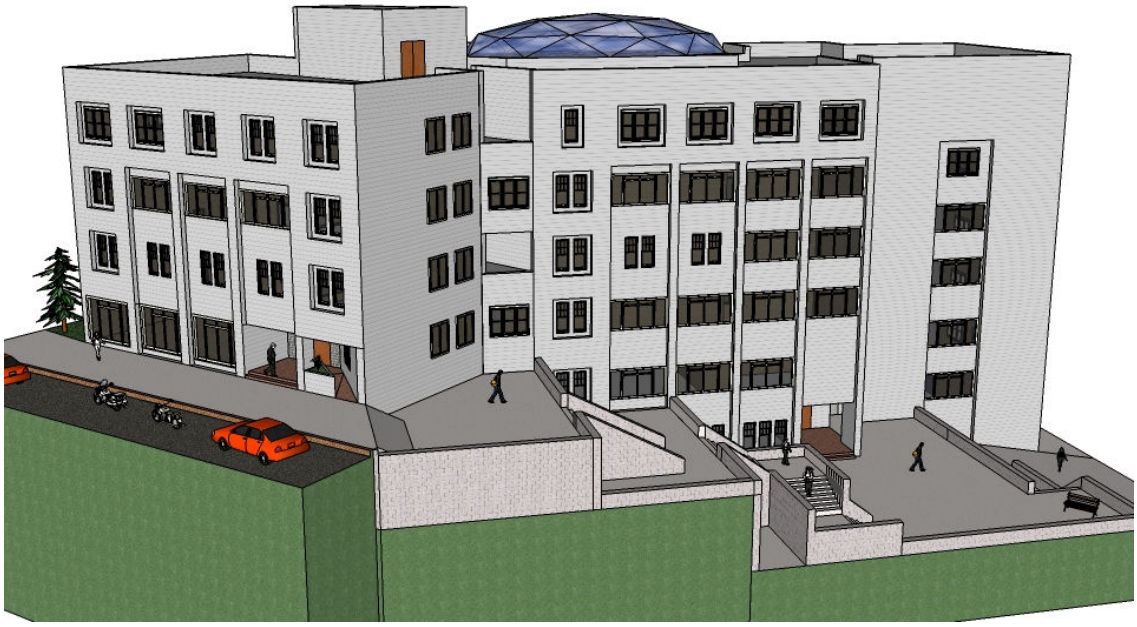
2-5 النواحي المعمارية

2-6 الواجهات

الوصف المعماري للمشروع

1-2 لمحة عامة عن المشروع :

لقد سعت المؤسسات الأهلية التعليمية في فلسطين الى الرقي في بناء المباني التعليمية في أنحاء مدن الضفة الغربية وقطاع غزة, حيث استخدمت العديد من المكاتب الهندسية للخروج بشكل معماري جديد وجميل وعصري لهذه المباني وتجلت هذه الإبداعات في مبنى " كلية دار الكلمة للفنون"الموجود على جبل الظاهر بيبرز بجانب مهبط الرئيس في بيت لحم بالضفة الغربية في فلسطين.حيث يتكون هذا المبنى من أربعة ادوار وطابقين ارضي و تسويه, ويقع بالقرب منه عدة مباني أخرى ويحيط بها شارع واحد معبد.



الشكل (2-1) منظور مبنى الكلية.

ان هذا المشروع الذي سوف يشيد ككلية يقع على تله مرتفعه ولها إطلاله جميلة على الشارع الرئيسي, ومن المتوقع أن هذه الكلية بإنشائها سوف تعمل على خدمة اكبر عدد من الطلاب الذين سوف يلتحقون بها وذلك بسبب استخدامها الخاص والذي سيكون متعلق بالفنون بكافة أنواعها وتخصصاتها.

ومن الأمور التي شجعت المؤسسات والممولين على بناء مثل هذا المشروع هو عدم وجود كليات كثيرة من مثيلاتها والطلب المتزايد على دراسة التخصصات الفنية المتعددة, ومثل هذا المشروع سوف يعمل على خدمة عدد كبير من الطلاب من جميع أنحاء الضفة الغربية عموما وجنوبها خصوصا, وبذلك يجب أن تكون مثل هذه الكلية متعلق استخدامها بالفنون على قدر عالي من التناسق الهندسي والفني مجتمعين معا.

2-2 موقع المشروع:

يقع هذا المشروع في المدخل الجنوبي لمدينة بيت لحم الى الشرق من مخيم دهيشة للاجئين, على قطعة ارض مختلفة المناسيب عملت على إيجاد فرق في المناسيب مما اضطر المهندس المعماري الى عمل طابق تسوية وطابق ارضي وقد عمل طابق التسوية على التساوي مع منسوب الجهة الشمالية المنخفض.

الشكل (2-2) صورة جوية للمشروع.

3-2 أهمية موقع المشروع:

إن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع هي في النقاط التالية:

1- حاجة مدينة بيت لحم خاصة وجنوب الضفة الغربية عامة الى مثل هذا النوع من الكليات نظرا لقلة عددها في فلسطين عموما.

2- ومن الأمور المهمة أيضا تسخير قطعة ارض كبيرة تستوعب مثل هذا المشروع الى جانب عدة ابنيه تخدم هذا النوع من المباني التعليمية بجانب عدة ملاعب وساحات للطلبة.

3- موقع المبنى بالنسبة لوسط مدينة بيت لحم وبالنسبة للقرى المجاورة مثل الخضر وبتير وغيرها من قرى ومدن محافظة بيت لحم, إضافة الى كونه ضمن حرم جامعي يضم كليات عدة تابعة لموسوسة دار الكلمة.

4- سهولة الوصول الى هذا المبنى لقربه من الشارع الرئيسي (شارع الخليل-القدس) ووجود شوارع معبده حول هذا المشروع بأكمله.

4-2 توزيع عناصر المشروع:

1-4-2 طابق التسوية:

تقع ارض المشروع على جبل ومن المعروف أن الجبل له عدة مستويات ومناسيب, لذلك من الطبيعي أن يكون هناك طابق تسويه أو أكثر حسب نوع المشروع والمناسيب الموجودة.

الشكل (2-3) المسقط الأفقي لطابق التسوية.

وتحتوي هذه التسوية على مشغل للنجارة بمساحة 176 م^2, مشغل نحت للحجارة بمساحة 71 م^2, ومختبر تصوير بمساحة 85.51 م^2, مختبر لأفلام الكرتون والصور المتحركة بمساحة 43.22 م^2 , وغرفة للخدمات الميكانيكية للمبنى بمساحة 89.60 م^2, ومخزنين الأول بمساحة 83.10 م^2 والثاني بمساحة 14.47 م^2 ,ويوجد درجين داخل المبنى وأيضا يوجد مدخلين الأول المدخل الرئيس والثاني مربوط بالدرج الداخلي.

2-4-2 الطابق الأرضي:

إن الطابق الأرضي موجود و مستو مع الساحات و المداخل الوقع فيها المبنى مما يؤمن للمبنى دخول سلس و حركة انسيابية أثناء الدخول من الطابق الأرضي الذي سوف يؤدي الى الانتقال الى باقي الطوابق و الى داخل المبنى .

الشكل (2-4) المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

و يحتوي هذا الطابق على عدة مشاغل للسيراميك بمساحات 176 م^2 , 144.11 م^2 , و مشغل لخلط المواد بمساحة 73.13 م^2 , و مشغل يحتوي على أفران لشوي المنحوتات الفنية بمساحة 56.88 م^2, و مشغل للحف و التشكيل بمساحة 73.13 م^2 , و يحتوي على وحدات صحية للنساء و الرجال , و غرف لتغيير الملابس لكلا الجنسين , و مسرح بمساحة 236.20 م^2 وجزء من المسرح موجود تحت مستوى الأرض الطبيعي.

3-4-2 الطابق الأول:

يحتوي هذا الطابق في ثناياه على عدة مساحات مستغلة بشكل مناسب و دقيق معتمدين فيه على سلاسة الحركة و التوزيع الحر بين المساحات.

الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الأول.

ومن أهم هذه المساحات مشغل للمجوهرات بمساحة 176 م^2 ,و قاعة متعددة الأغراض لإعطاء المحاضرات و الاستخدام الفني بمساحة 71 م^2 , و مشغل للطلاء و الدهان بمساحة 71.9 م^2 , و معرض وأستوديو بمساحة 84.6 م^2, و غرف مكتبية بمساحة 27.5 م^2, و غرفة تحكم بالشبكات بمساحة 32.5 م^2 , و كافيتيريا بمساحة 184 م^2 , و غرفة للانتظار بمساحة 61.6 م^2 , ووحدات صحية لكلا الجنسين .

4-4-2 الطابق الثاني:

يحتوي هذا الطابق على معظم النشاطات المتعلقة بالطلبة و خصوصا التكنولوجية منها و بعض المكاتب الدراية و التسجيل.

الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الثاني.

يحتوي على قاعة للمحاضرات و الرقص بمساحة 176.2 م^2 , و على تسعة مختبرات للكمبيوتر بمساحات مختلفة , ومختبر للموسيقى بمساحة 11.7 م^2 , و قاعة للمحاضرات بمساحة 55.72 م^2, و ثلاث مكاتب بمساحات مختلفة , و دائرة القبول و التسجيل بمكاتبها و قاعاتها و مكان للأرشيف .

5-4-2 الطابق الثالث:

هذا الطابق مخصص للمكاتب الإدارية وكما يحتوي أيضا على مكتبة .

الشكل (2-7) المسقط الأفقي للطابق الثالث.

و يحتوي هذا الطابق على عدة مكاتب إدارية بمساحات مختلفة , كما و يحتوي على مكتبة بمساحة249.8 م^2 , و غرفة للاجتماعات بمساحة 57.2 م^2 , و مطبخ بمساحة 11.28 م^2 , و وحدات صحية للجنسين .

6-4-2 الطابق الأخير:

في الطابق الأخير تم تقسيم المساحات بشكل يتناسب مع الاستخدام الموجود لهذه المساحات.

الشكل (2-8) المسقط الأفقي للطابق الرابع والأخير.

يحتوي هذا الطابق على قاعة للإعلام بمساحة 178 م^2, وأيضا على ثلاث قاعات للمحاضرات بمساحات مختلفة حوالي 50 م^2, وبعض المشاغل الخاصة بالبصريات والأصوات والتحكم بها بمساحات مختلفة. وموجود أيضا وحدات صحية لكلا الجنسين.

5-2 النواحي المعمارية:

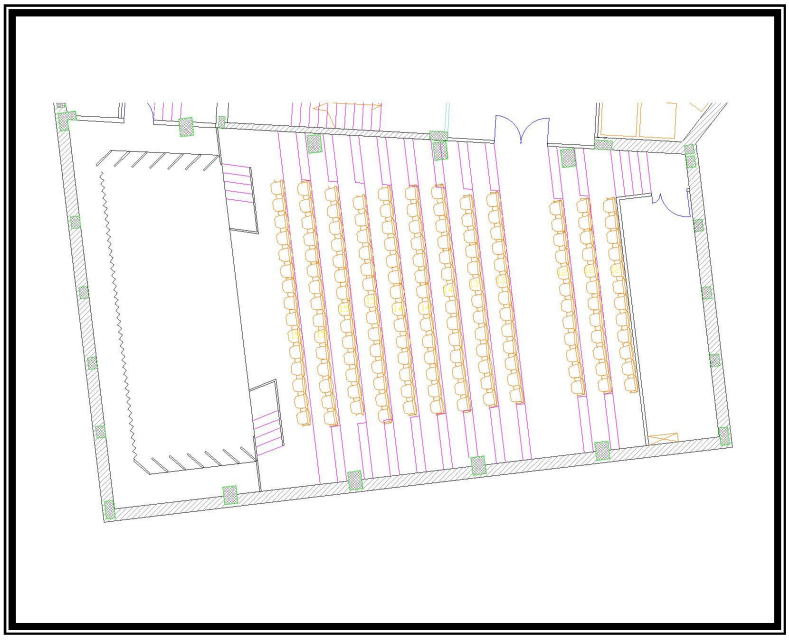
يؤثر على التصميم المعماري بالمجمل عوامل عده مثل شكل قطعة الأرض وانسجام المبنى بواجهاته مع غيره من المباني المجاورة, ملبيا الاحتياجات الإنسانية المختلفة, فلا بد من الوصول إلى الشكل المعماري المناسب الذي يؤدي إنشاءه إلى تلبية هذه الاحتياجات السابق ذكرها,وسنبرز ما سبق في ما يلي:

1-5-2 العناصر المعمارية:

إن المبنى موضوع الدراسة هو عبارة عن شكلين مستطيلين متداخلين ببعض مكون من أربعة طوابق ليكون هذا الشكل المعماري متناسقا مع غيره من المباني المجاورة والمقترحة في هذا المشروع الكامل, حيث يحتوي هذا المشروع من العديد على المشاغل والمختبرات والمكاتب والمكتبة ومسرح وقاعات المحاضرات.

أ- المسرح:

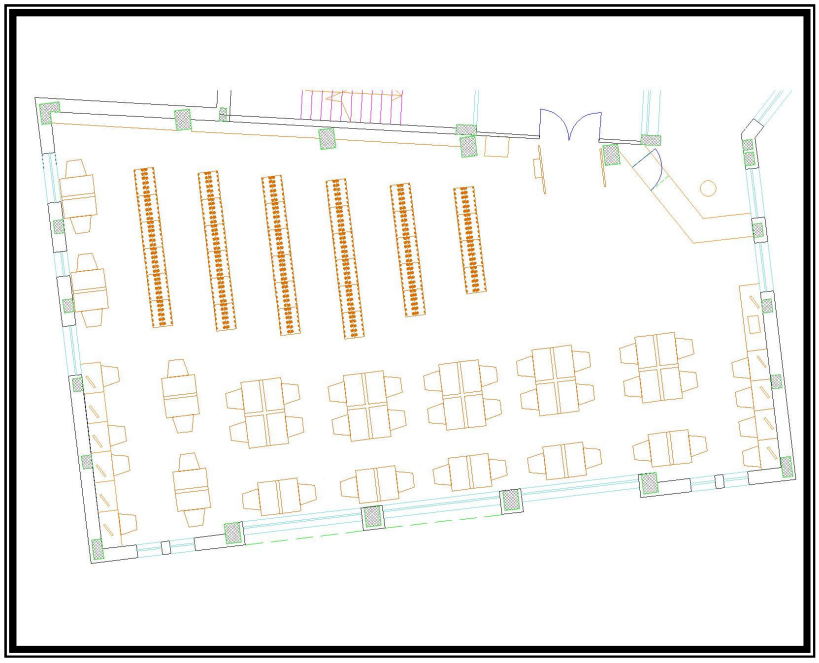
لقد صمم المسرح ليستوعب 165 شخصا واخذ بعين الاعتبار نظام الحركة السلس بين المقاعد من والى خشبة المسرح التي وضعت في مكان يستطيع الجميع مشاهدة بوضوح حسب المعايير المعمارية المعروفة وروعي فيه نظام الدخول والخروج ونظام الطوارئ ونظام السمع والإضاءة.



الشكل (2-9) المسقط الأفقي للمسرح.

ب- المكتبة:

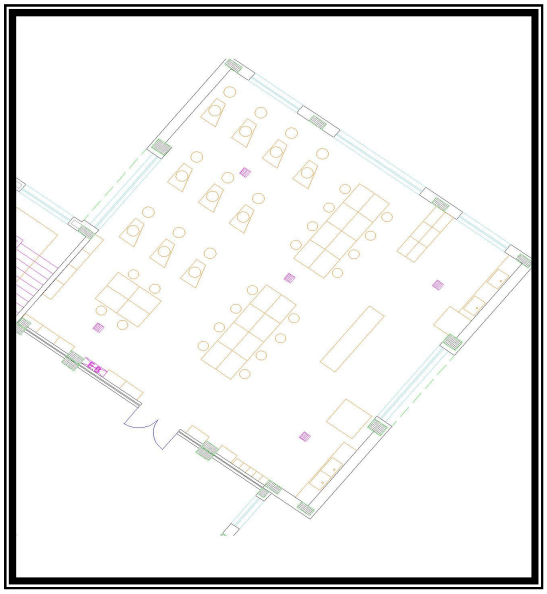
لقد صممت المكتبة لتستوعب 40 شخصا, حيث وضعت لها بالإضافة الى طاولات للقراءة أخرى للكومبيوتر ونظمت هذه الطاولات بحيث تسهل الحركة فيما بينها وبين رفوف المكتبة المختلفة, حيث إن موقع المكتبة الموجود في الطابق الرابع بالقرب من المكاتب الإدارية وقاعات المحاضرات امن لها الجو الهادئ بعيدا عن ضجة المشاغل والمختبرات.



الشكل (2-10) المسقط الأفقي للمكتبة.

ج- المشاغل والمختبرات:

صممت المشاغل والمختبرات قريبه من بعضها البعض بحيث يتناسب موقعها مع المكان الذي وضعت به بعيدا لتجنب الضجيج والإزعاج كما ووضعت في الطوابق السفلى لسهولة نقل المعدات والمواد لها, وصممت لتستوعب اكبر عدد من منتسبي هذه الكلية, وموجود فيها غرف غيار لكلا الجنسين ووحدات صحية كافيه لكليهما.



الشكل (2-11) المسقط الأفقي لأحد المختبرات.

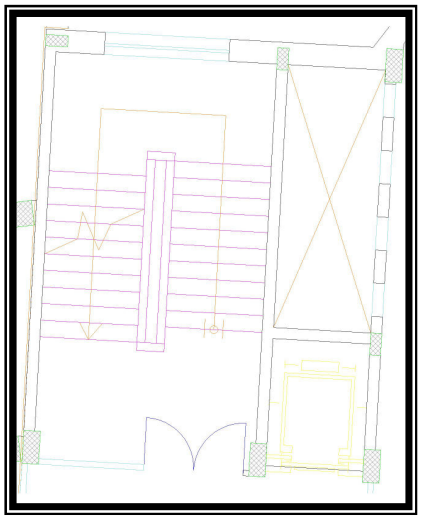
د- المكاتب:

وضعت المكاتب في أماكن عديدة في هذا المبنى لتلبية عدة احتياجات ولكن نجدها تركزت في الطابق الأخير وقبل الأخير للخدمات الإدارية والتسجيل ومكاتب المدرسين وغيرها.

الشكل (2-12) المسقط الأفقي لمجموعة من المكاتب.

ه- الأدراج:

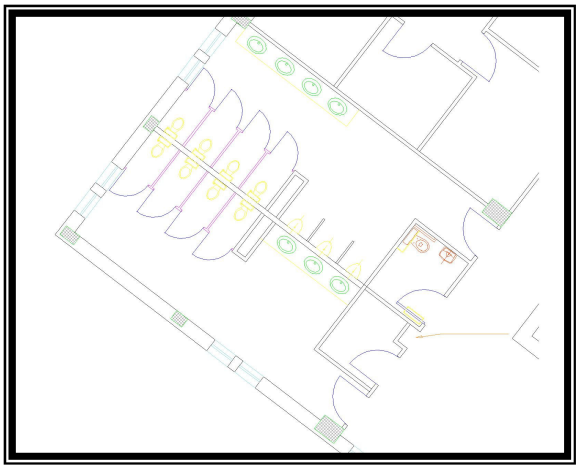
لقد زود هذا المبنى التعليمي بنوع واحد من الأدراج في مكانين مختلفين وضع بجانب احدهما مصعد كهربائي وكان موقعهما في طرفي المبنى الشمالي والجنوبي, حيث يوصل الدرجين بين أول طابق تسوية حتى الطابق النهائي.



الشكل (2-13) المسقط الأفقي لأحد الأدراج.

و- الوحدات الصحية:

وزعت الوحدات الصحية على عدة طوابق بحيث تكون كافيه للطلاب والموظفين في كل أرجاء المبنى وقريبه من جميع أماكن الاستخدام الحيوية,ويوجد أيضا وحدات صحية خاصة للمعاقين وذوي الاحتياجات الخاصة.



الشكل (2-14) المسقط الأفقي لإحدى الوحدات الصحية.

ز- الممرات:

يتوفر في هذا المبنى ممر وسطي حول فتحه فضائية يوزع الحركة بشكل دائري بين جميع عناصر هذا المبنى.

2-5-2 الحركة:

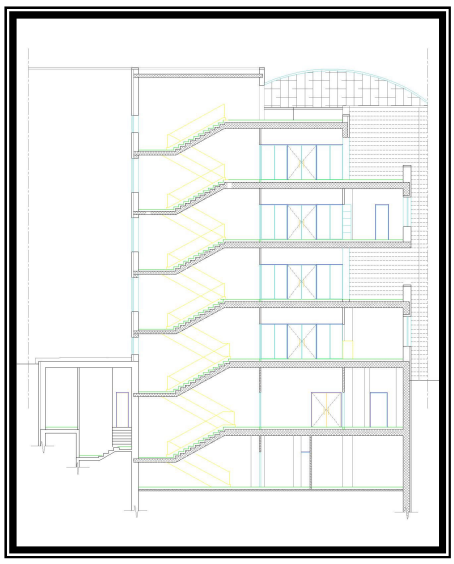
في هذا المبنى التعليمي نجد أن الحركة تقسم إلى قسمين حركة أفقية " داخل الطابق الواحد " والحركة الراسية(العمودية) " بين الطوابق المختلفة " .

أما الحركة الأفقية داخل المبنى فتتم كما ذكرنا سابقا بشكل دائري في ممر وسطي يطل على فتحة فضائية ونجد أن الأدراج موجودة في طرفي هذا الشكل الدائري, في جميع الطوابق عدا التسوية فهي عبارة عن ساحة مفتوحة على جميع أقسامة.

أما في الحركة الرأسية (العمودية) وهي حركة طلاب وموظفين في هذه الكلية بين الطوابق المتعددة بواسطة المصعد الكهربائي والأدراج, وذلك على النحو التالي:

الأدراج توجد في طرفي البناية الشمالي والجنوبي تصل بين جميع طوابق الكلية بشكل سلس ومريح وموقع درجي البناية يؤدي إلى الممر الوسطي والى المنطقة الموزعة لكافة الخدمات في كل طابق.

المصعد الكهربائي ليوصل بين جميع طوابق المبنى بشكل سريع ومريح وسلس.



الشكل (2-15) المقطع الرأسي للمبنى يتخلله الدرج.

6-2 الواجهات:

يظهر في تصميم واجهات هذا المبنى التوزيع الجيد بين الكتل المصمتة والفراغات (الفتحات) ونلاحظ البساطة في تصميم الواجهات مع اللمسة المعمارية الفنية التي تتناسب مع المبنى كونه كليه فنية, والاختيار المناسب في توزيع الفتحات بالشكل المتناسب مع الهيكلية المعمارية للمبنى ووجود التراجع والتقدم في كتل الواجهات مما يخدم الإضاءة والتهوية الجيدة لداخل المبنى.

الشكل (2-16) الواجهة الشرقية الجنوبية والواجهة الجنوبية.

ونلاحظ التشابه بين جميع الواجهات والفتحات ولكن بشكل غير ممل بل بالعكس فهو يلفت الأنظار للمبنى وذلك لوجود التداخل للأشكال الهندسية مما يعطي انطباعا بالبعد الثالث للمبنى وإيحاء بان هذا المبنى هو مبنى لكلية فنية.

الشكل (2-17) الواجهة الشمالية الغربية والواجهة الشمالية الشرقية.

3 الفصل الثالث

عناصر المشروع الإنشائية

1-3 لمحة عامة

2-2 الغاية من التصميم الإنشائي

3-3 الاختبارات العملية

4-3 الأحمال

5-3 العناصر الإنشائية

6-3 برامج الحاسوب المستخدمة

عناصر المشروع الإنشائية

1-3 لمحة عامة:

إن العناصر الإنشائية هي المكمل للتصميم المعماري في المشروع ولا يجوز إكمال التصميم المعماري إلا إذا كان الحل الإنشائي المعقول موجودا ويمكن تطبيقه فعليا, ومع تطور طرق الحل الإنشائية أصبح هناك مرونة عالية في التصميم المعماري تسمح بمساحات اكبر وفسحات اكبر بين الأعمدة وطول الجسور.

إن استخدام العناصر الإنشائية المختلفة يضمن لنا أمان اكبر لحاجات الاستخدام المختلفة, كما يضمن في الوقت نفسه أعلى توفير ممكن من الناحية الاقتصادية , لذا سنقوم في هذا المشروع بتحليل العناصر الانشائية واستخدام أكثر عنصر إنشائي ملائم للحالات المختلفة وتحليل تلك العناصر الإنشائية بحيث نضمن قوة تحملها وقيامها بعملها بنقل وتوزيع الأحمال المختلفة على كامل المبنى.

2-3 الغاية من التصميم الإنشائي:

إن الهدف من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى امن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة, وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية. والهدف من التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI) بشكل امن وفعال, باستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط, والحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه وتقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع.

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على:

1- معامل الأمان: يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.

2- التكلفة الاقتصادية: ويتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

3- حدود صلاحية المبنى للتشغيل: من حيث الهبوط الزائد والتشققات المثيرة لإزعاج المستخدم.

4- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الاختبارات العملية:

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها و مواصفاتها و نوعها و معرفة منسوب المياه الجوفية و عمق طبقة التأسيس المناسبة, و يتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بإعداد و أعماق مدروسة, و اخذ العينات المستخرجة من ارض الموقع لعمل فحوصات التربة الأزمة عليها ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات:

- مقدار قوة تحمل التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى, و قد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع و تساوي 5 كجم/سم^2 .

3-4 الأحمال:

و هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها, و إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة, و يمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي:

3-4-1 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب ، إن عملية حساب وتقدير هذه الأحمال تكون من خلال معرفة أبعاد وكثافة المواد النوعية المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية وهي عديدة وتتمثل في اغلب الأحيان في الخرسانة وحديد التسليح والقصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيبات والحجارة

المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى, والجدول رقم (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة.

NO.	material	Quality density
1.	Tile & Mortar	24 KN/ m^3
2.	Sand	16.4 KN/ m^3
3.	Concrete panel	24.5 KN/ m^3
4.	Block	10 KN/ m^3
5.	Plaster	22 KN/ m^3
6.	Partitions	1.25KN/m^3

جدول (3-1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

3-4-2 الأحمال الحية:

وهي الأوزان التي تتغير حسب استخدام المنشأة, والجدول (3-2) يوضح قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال الأردني.

ومن هذه الأحمال :-

الأشخاص, والأثاث, والأجهزة, والمعدات, ومواد التخزين.

NO.	Type of Area	Live Loads(kg/m2)
1.	Parking	500
2.	Restaurants	500
3.	Roof	200
4.	Stories	500
5.	Stairs	500

جدول(3-2) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

3-4-3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير, أما أحمال الرياح فتكون متغيرة في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة وارتفاع المبنى وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

بما أن الأحمال الحية تفوق الأحمال الناتجة عن تراكم الثلوج على سطح المبنى, حيث تم اعتماد أحمال حية قيمتها($5KN/m^2$) بينما تم اعتماد أحمال ثلجية قيمتها حسب كود الأحمال الأردني ($50kg/m^2$) ولذلك سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج.

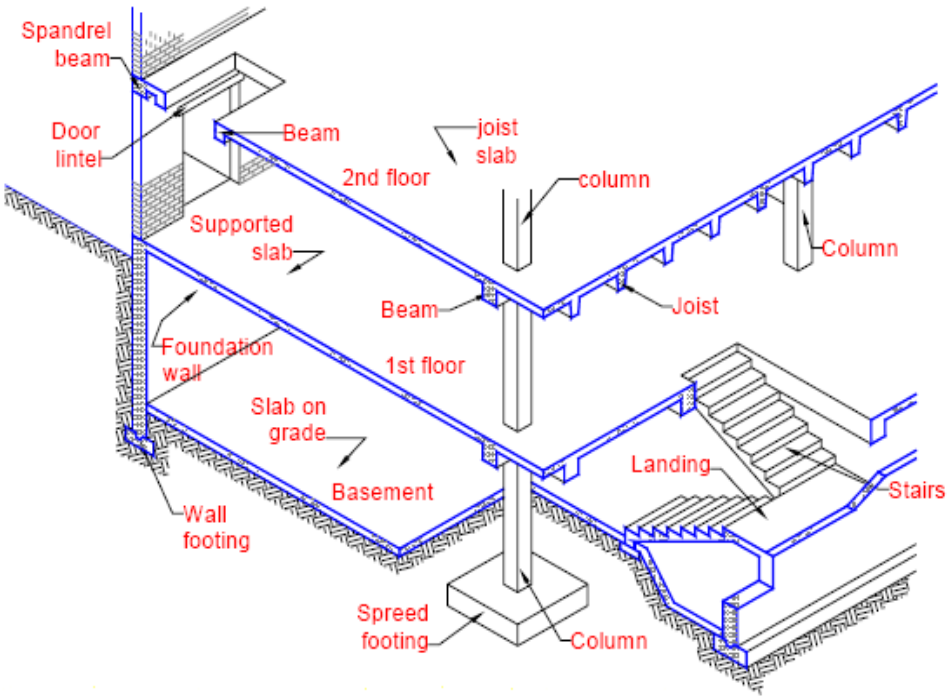
تحديد أحمال الزلازل والقوى الناتجة عنها في جدران القص سوف يتم اعتمادا على الكود الأمريكي.

علو المنشأ عن سطح البحر(h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /m²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول(3-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

5-3 العناصر الإنشائية:

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لتحافظ على استمرارية وجود المبنى و صلاحيته للاستخدام البشري, و من أهم هذه العناصر, العقدات , الجسور, الأعمدة, الجدران الحاملة, جدران القص, الجدران الإستنادية و الأساسات و ما الى ذلك من هذه الأمور.



الشكل (3-1) بعض العناصر الإنشائية للمبنى.

1-5-3 العقدات:

في هذا المشروع ونظرا لوجود العديد من الفعاليات فان هناك العديد من المتطلبات المعمارية ونتيجة لهذا التنوع استخدم في هذا المشروع نوعين من العقدات كل في

المكان الملائم له والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

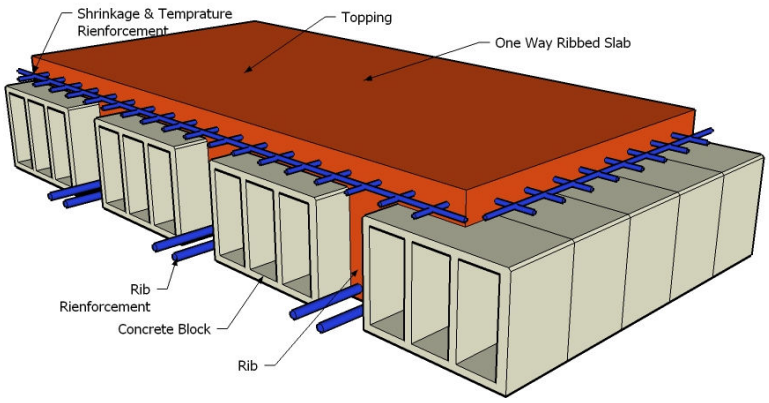
1) عقدة أعصاب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2) عقدة أعصاب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3) العقدات المصمتة (Solid Slabs).

3-5-1-1 العقدات المصمتة:

و ينقسم هذا النوع من البلاطات الى قسمين وهما : بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد و بلاطات مصمتة ذات اتجاهين و قد تم استخدام النوع الثاني من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

3-5-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد:

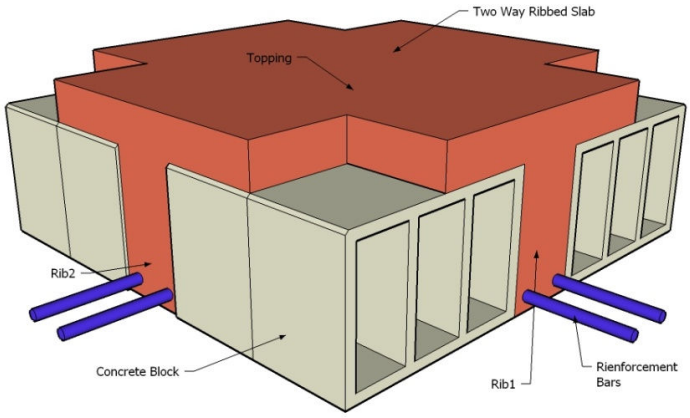
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة, ويستخدم لبحور بين الأعمدة من 5 م الى 7 م و قد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فوق المسرح.



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

3-5-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين:

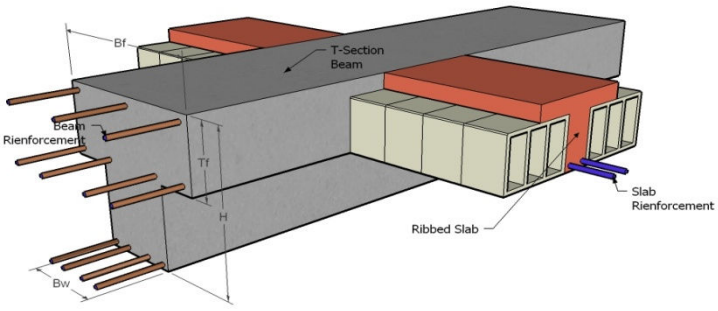
و التي تم استخدامها لعدة أجزاء من المبنى لأنها كبيرة نسبيا.

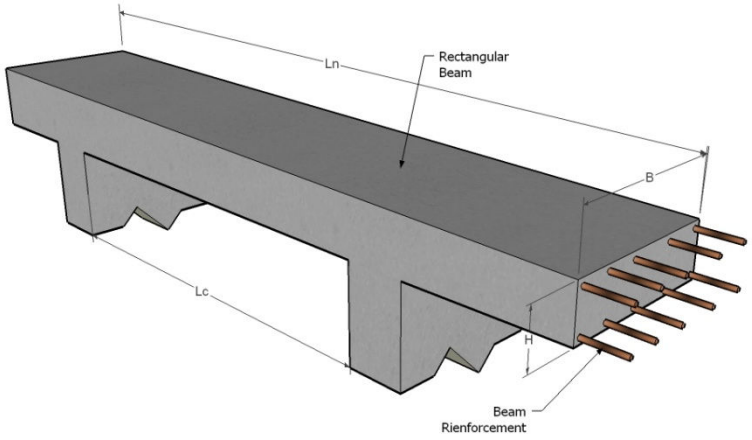


الشكل (3-3) عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-5-2 الجسور:

و هي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة الى الأعمدة, وهي نوعين, جسور مسحورة " مخفيه داخل العقدة " والجسور الساقطة " Dropped beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل, ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع, فضلا عن الأحمال الكبيرة, فإنه سوف يتم استخدام هذا النوع من الجسور في بعض أجزاء المشروع . ومن المقرر تصميم جسور مدلية تقوم بنقل أحمال الأعصاب الكبيرة إليها.

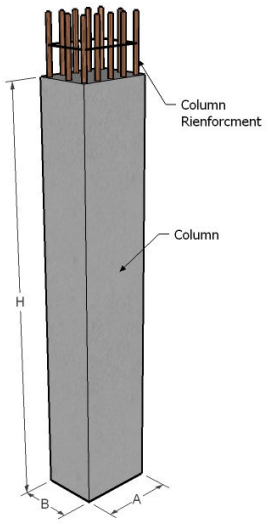




الشكل (3-4) أشكال الجسور.

3-5-3 الأعمدة:

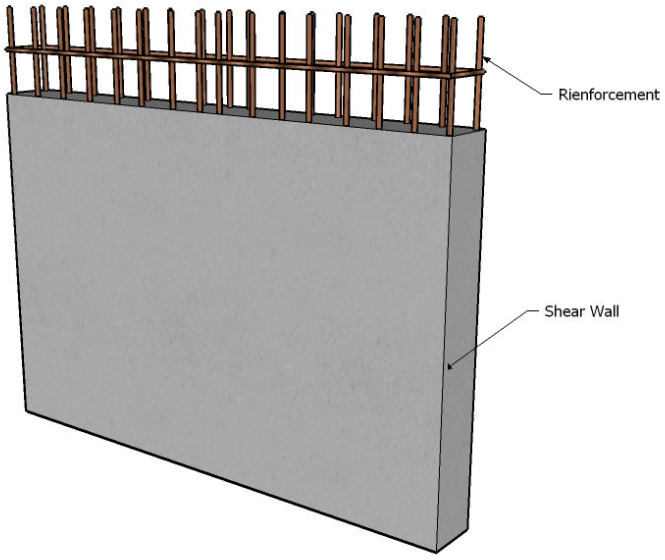
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها الى الأساسات, فهي عنصر إنشائي ضروري لثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-5) أحد أشكال الأعمدة.

3-5-4 الجدران الحاملة (القص):

تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها 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.



الشكل (3-6) جدار القص.

3-5-5 فواصل التمدد:-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى

هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية, ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقا لما يلي:

1- ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد, على أن تصل هذه الفواصل الى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها, وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

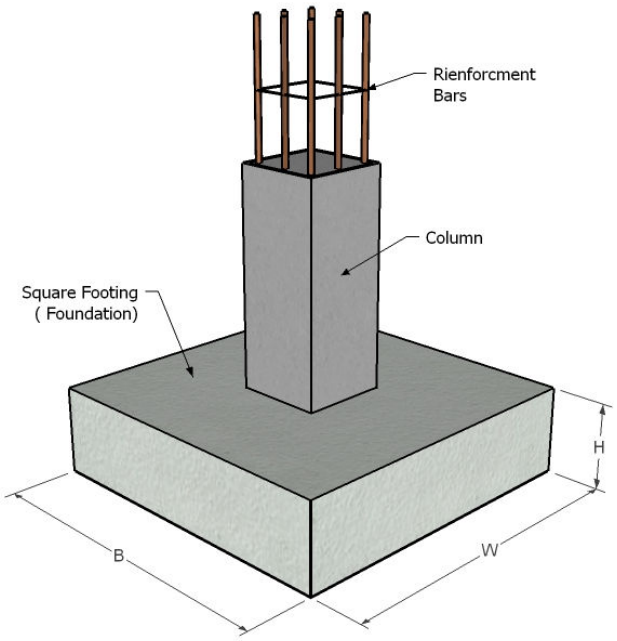
- 40م في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- 36 م في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- 32 م في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- 28 م في المناطق الجافة.

2- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن 3 سم .

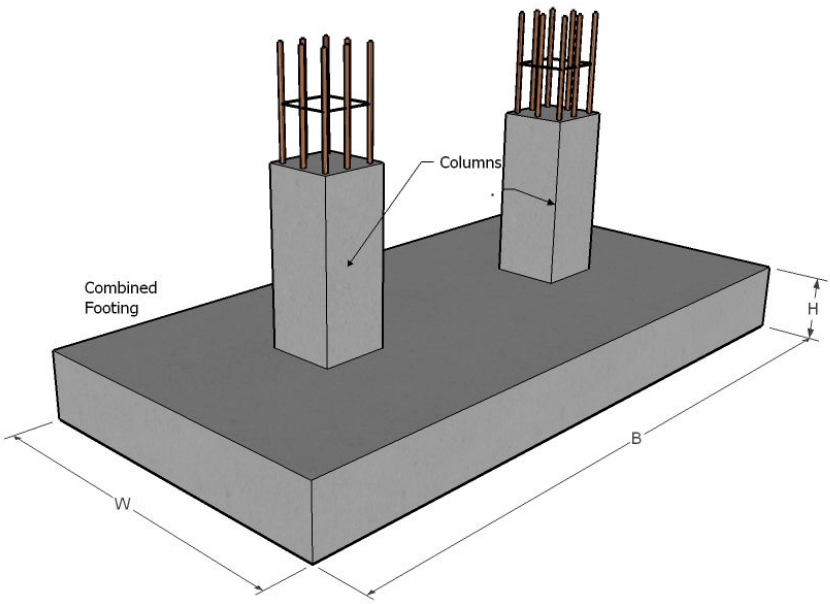
6-5-3 الأساسات:-

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، حيث تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة.

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة على كل أساس وموقع هذه الأساسات والعناصر التي تخدمها وتلك المجاورة لها.



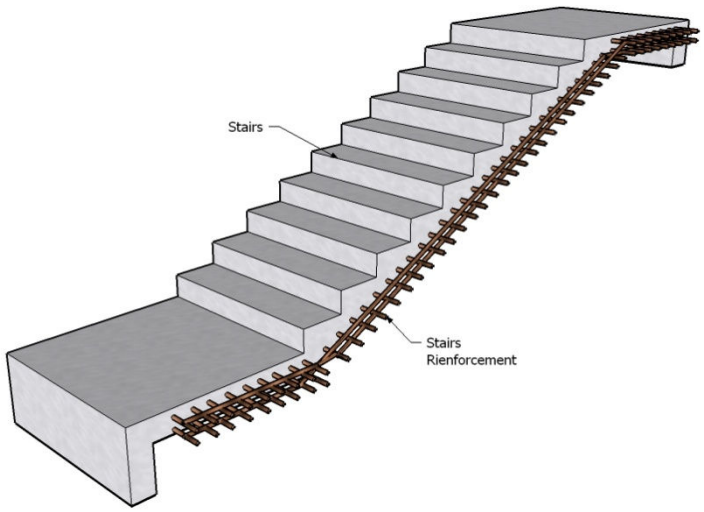
الشكل (3-7) أساس منفرد.



الشكل (3-8) أساس مشترك.

7-5-3 الأدراج:

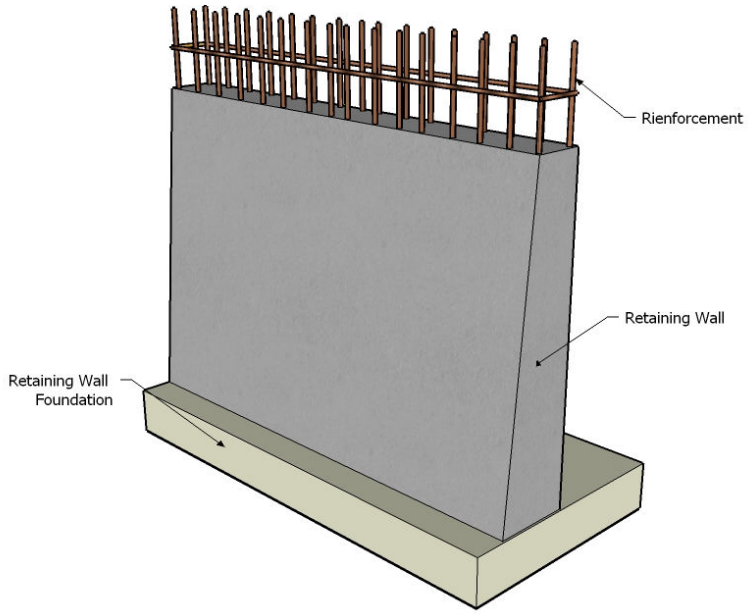
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة. وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح وموزع في مكانين.



الشكل (3-9) توضيح لتسليح الدرج.

3-5-8 الجدران الإستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة ارض المشروع, كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتمنع التربة من الانهيار أو الانزلاق.ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل (3-10) جدار استنادي.

3-6 برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

- AUTOCAD 2007: وذلك لعمل المخططات للعناصر الإنشائية.
- STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
- ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- PROKON: للتصميم والتحليل الإنشائي
- SKETCH UP 5: وذلك للرسم ثلاثي الأبعاد.
- OFFICE 2007-2003: للكتابات والتوثيق.

4 Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

4.2 Factored Loads

4.3 Determination of Thickness of Slabs

4.4 Load Calculation

4.5 Design of Topping

4.6 Design of Rib (11)

4.7 Design of Two Way Rib Slab

4.8 Design of Beam (23)

4.9 Design of Column

4.10 Design of Stairs

4.11 Design of Shear Wall

4.12 Design of Basement Wall

4.13 Design of Strip Footing

4.14 Design of Isolated Footing

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

The main material that will be use in different structural works is concrete because of its ability to form in different shapes.
In different construction members will be use both plain and reinforced concrete, and the steel in the reinforced concrete used to resist the shear forces that can be affect on the members, or to the moments that happened by the effect of the forces.

In This Project, will be use three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They will be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAADPRO 2004" programs to find the internal forces, deflections and moments for one & two way-ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

We design all of the structural systems in the project by use the American code ASI-318-02.

4.2 Factored Loads:

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 02\ (9.2.1)$$

4.3 Determination of thickness of slabs:

4.3.1 Determination of thickness for one-way rib slab:-

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

For rib (R11) in the fifth floor, as shown in fig (4-1).

Fig. (4-1) Rib (11) in the first floor

Spans from left to right for one-way slab:

ACI-318-02 (9.5a)

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.61}{18.5} = 0.27\ m\ = 27\ cm$$

$$\frac{Lc}{8} = \frac{1.1}{8} = 0.13\ m\ = 13\ cm$$

For rib (R13) in the first floor, as shown in fig (4-2).

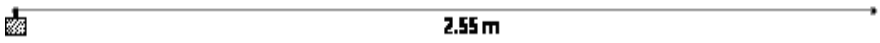


Fig. (4-2) Rib (13) in the first floor

$$\frac{Lc}{8} = \frac{2.55}{8} = 0.318m = 31.8cm$$

So, from the calculations that shown above we assumed that the thickness of the slab will be = 35 cm

4.3.2 Determination of thickness for two-way rib slab:-

$$\overline{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\overline{Y}\,rib = \frac{2\times 0.2\times 0.08\times 0.04 + 0.15\times 0.35\times 0.175}{2\times 0.2\times 0.08 + 0.15\times 0.35} = 0.123m = 12.3cm$$

$$I_{rib} = \frac{0.55\times(0.123)^3}{3} - \frac{(0.55-0.15)\times(0.006)^3}{3} + \frac{0.15\times(0.264)^3}{3} = 3.14\times 10^{-4} m^4/b$$

$$I_{slab} = \frac{3.14\times 10^{-4}}{0.55}\times 8.62 = 5.34\times 10^{-3} m^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 0.8 * 0.35 = 2.85 * 10^{-3} m^4$$

$$I_{b2} = 1.786 * 10^{-3} m^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{b1}}{I_s} = \frac{2.85\times 10^{-3}}{5.34\times 10^{-3}} = 0.538$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{b2}}{I_s} = \frac{1.78\times 10^{-3}}{5.34\times 10^{-3}} = 1.33$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1+\alpha_2}{2} = \frac{1.3+0.538}{2} = 0.919$$

$$0.2 < \alpha_m = 0.919 < 2$$

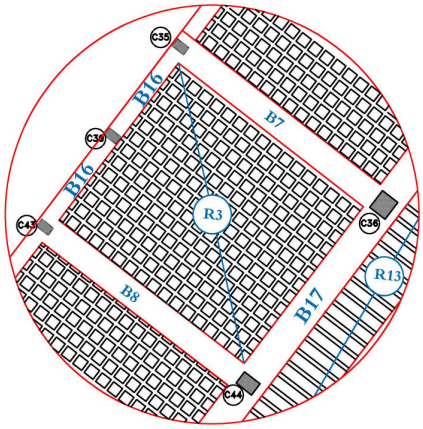


Fig. (4-3) Two Way Rib Slab

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{l_n(0.8 + f_y/1500)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

ACI-318-02 (Eq.: 9-12)

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{8.32}{7.05} = 1.18$$

$$h_m = \frac{8.63(0.8 + 420/1500)}{36 + 5\times 1.18(1.118 - 0.2)} = 0.24m = 24cm$$

We select from one & two way rib slab, The Thickness Rib Slab = 35 cm

4.4 Load Calculation:

First: One - way ribbed slab.

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

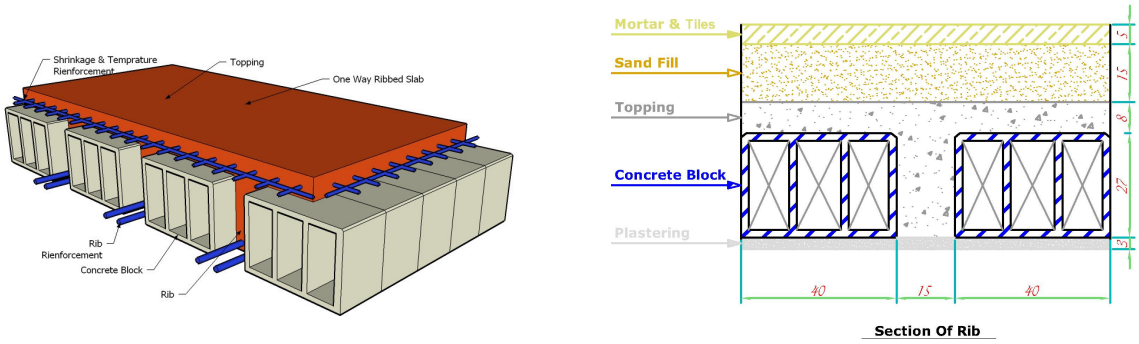


Fig. (4-4) One-Way Rib Slab model & Its Section

Calculation of the total dead load for one-way rib slab is shown in the following table:

No.	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1	Rib	0.15*0.27*1*24.5	0.9922	KN/m Linear
2	Top Slab	0.08*0.55*1*24.5	1.078	KN/m Linear
3	Plaster	0.03*0.55*1*22	0.363	KN/m Linear
4	Block	0.27*0.4*1*10	1.08	KN/m Linear
5	Sand Fill	0.15*0. 55*1*16.4	1.353	KN/m Linear
6	Tile & Mortar	0.05*0. 55*1*24	0.66	KN/m Linear
			5.526	KN/m Linear

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

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.9922 + 1.078 + 0.363 + 1.08+ 1.353+ 0.66

= 5.526 KN/m of rib

Live load = 5* 0.55 = 2.75 KN/m

Factored dead Load = 1.2* 5.526 = 6.631 KN/m.

Factored live Load = 1.6 * 2.75 = 4.4 KN/m

Second: Two-way ribbed slab.

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

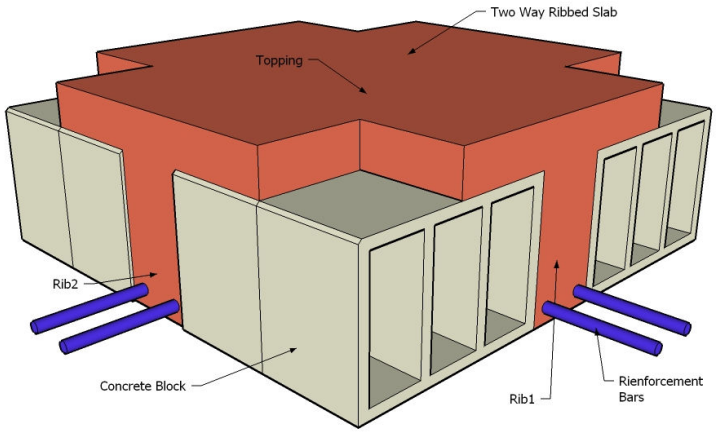


Fig. (4-5) two way rib slab model.

Calculation of the total dead load for two-way rib slab is shown in the following table:

(0.55*0.55) units

No.	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1	Rib	0.15*0.27*(0.55+0.4)*24.5	0.94	KN/unit
2	Top Slab	0.08*0.55*0.55*24.5	0.59	KN/unit
3	Plaster	0.03*0.55*0.55*22	0.20	KN/unit
4	Block	0.27*0.4*0.4*10	0.43	KN/unit
5	Sand Fill	0.15*0. 55*0.55*16.4	0.74	KN/unit
6	Tile & Mortar	0.05*0. 55*0.55*24	0.36	KN/unit
			3.26	KN/unit

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two-way rib slab.

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.94 + 0.59 + 0.20 + 0.43 + 0.74 + 0.36 = 3.26 KN/unit

Dead load $_{total}$ = 3.26/ (0.55*0.55) = 10.77 KN/ m2.

Live load = 5 KN/m2.

Factored dead Load = 1.2* 10.77 = 12.9 KN/m2.

Factored live Load = 1.6 * 5 = 8 KN/m2.

Wu = 12.9 + 8

= 20.9 KN/m2

4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for One-Way Rib Slab:

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$DL = 4.53KN/m$

Wu = (1.2 * 4.53) + (1.6 * 2.75)
= 9.83 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 9.83 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$\frac{Wu*l^2}{12}$ Mu =

$Mu = \frac{9.83*0.4^2}{12}$
= 0.131KN.m

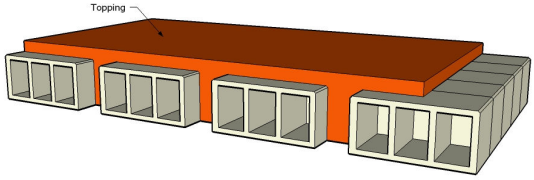


Fig (4-6) Topping of slab

$f_c' = 0.8*30 = 24$

$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00\times(0.08^2)}{6} = 1.06\times10^{-3}\,m^3$

$0.55*0.42*\sqrt{24}*1.07*10^6 = 1.21KN.m$ Φ Mn =

Φ Mn = 1.21 KN.m > Mu = 0.131 KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2/1m

Use (3Φ8 / 1m), with $As_{provided}$ = 1.5cm^2/1m Φ8@20cm in both directions.

Φ Vc = 24.49KN > Vu = 1.966 KN

So No Shear Reinforcement is required.

* In two-way rib slab, topping design is similar to the one-way rib slab

4.6 Design of Rib (11):

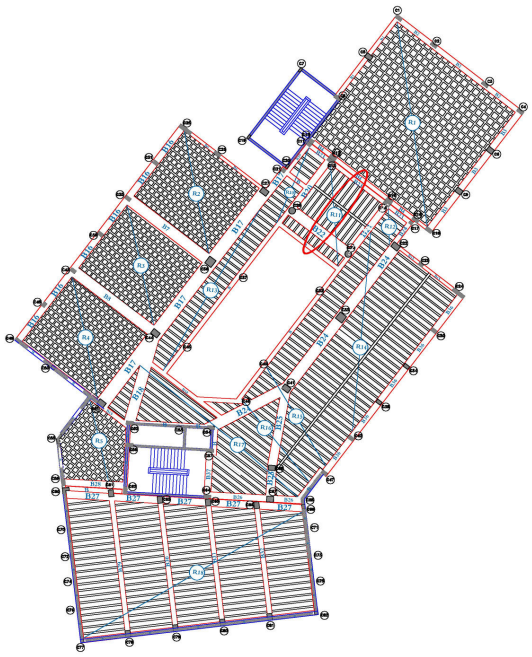


Fig.(4-7) Rib (11) location

By using ATIR program, we get the envelope moment diagram as the following values:-

Fig. (4 - 8) Spans length of rib (11).

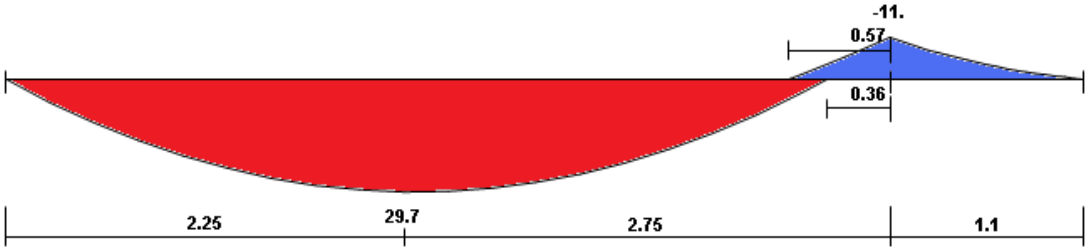


Fig. (4 - 9) Moment diagram for rib (11)-(KN.m).

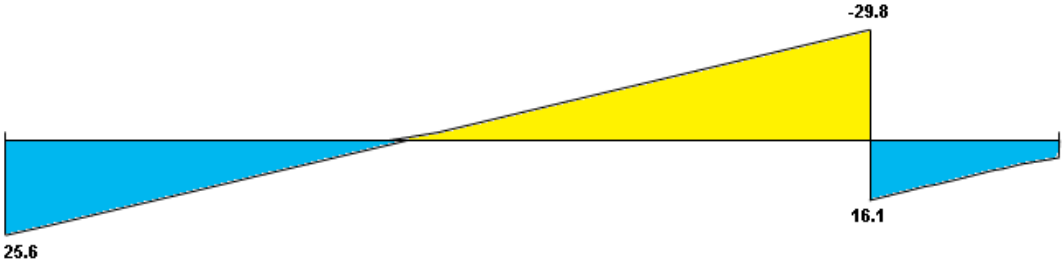


Fig. (4 - 10) Shear diagram for rib (11)-(KN).

4.6.1 Design for positive moment for Rib (11):

This design for 5.61 m spans,

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 5.61 / 4 = 140 cm

b_E = 15 + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 cm

b_E = C/C = 55 cm…….. Control

Use M_u max positive for all spans = 29.7 KN.m

M_n = 29.7/0.9 = 33kN.m

Check if a < t:

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (8) (55) = 897.61 KN

d = h – cover - stirrup = 35 – 2 – 1 = 32 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 897.61 (32 – 0.5 (8)) = 251.33 KN

$M_{n\ available}$ = 251.33 KN > $M_{n\ required}$ = 33kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(15)(32) \geq \frac{1.4}{400}(15)(32)$$

$A_{s\ min}$ = 1.39 cm2 ≥ 1.6cm2

$A_{s\ min} = 1.6 cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.5$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33*(10)^6}{(55)(32)^2} = 0.58MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,R\,n}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.5 * 0.58}{420}}\right) = 1.4 \times 10^{-3}$$

$A_s = 1.5*10^{-3}(55)(32) = 2.46\ cm^2 > A_{s\ min} = 1.6\ cm^2$

Of bas = $A_s / A_{s\ bar} = 2.46/1.53 = 1.6$ * Note $A_{\Phi 14} = 1.53\ cm^2$

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =3.06mm

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$(2 \times 1.53) \times 420 = 0.85 \times 24 \times 55 \times a$$

$$a = 1.14cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{1.14}{0.85} = 1.34cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{32 - 1.34}{1.34} \times 0.003 = 0.0686$$

$$\varepsilon_s = 0.0686 > 0.005$$

4.6.2 Design for Negative Moment for Rib (11):

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = 11 KN.m

Mn = 11/ 0.9 = 12.22 KN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(15)(32) \geq \frac{1.4}{400}(15)(32)$$

$A_{s\ min}$ = 1.39 cm2 ≥ 1.6cm2

$A_{s\ min} = 1.6\ cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.5$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.22*(10)^6}{(55)(32)^2} = 0.21MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.5*0.21}{420}}\right) = 5.02 \times 10^{-4}$$

$A_s = 5.02*10^{-4}\ (15)\ (32) = 0.24\ cm^2$

$0.24cm^2 < As_{(min)} = 1.6\ cm^2$

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 1.6/0.785 = 2.03 = 2$ bars * Note AΦ10 = 0.785 cm^2

2 Φ 10 mm → deflection is = L/340 at required As then:-

Select bar 2 Φ 14 in order to decrease deflection to the limit of = L/360

Total $As_{(provide)}$ =3.06cm

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$(2 \times 1.53) \times 420 = 0.85 \times 24 \times 15 \times a$$

$$a = 4.2cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 4.94$$

$$\varepsilon_s = \frac{32 - 4.94}{4.94} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0164 > 0.005$$

4.6.3 Design of shear for Rib (11):

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw * d$

$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 150* 320) /1000$

$= 29.39$ KN

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d)* = (0.75\frac{1}{3}*150*320)/1000 = 12$ KN.

$\rightarrow\rightarrow\ \Phi V_{smin} = 12$ KN.

$(\Phi \frac{1}{3} * b_w * d)* \sqrt{fc'} + \Phi Vc = 12*\sqrt{24} + 29.39 = 88.17$ KN

$V_u = 29.8$ KN (From Shear Envelop)

$\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c + \Phi V_{smin})$

29.39 KN < 29.8 KN ≤ 29.39 KN + 12 KN

Minimum shear reinforcement required so:

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S =15 cm

Then use ϕ 8 @ 15cm

4.7 Design of Two Way Rib Slab:

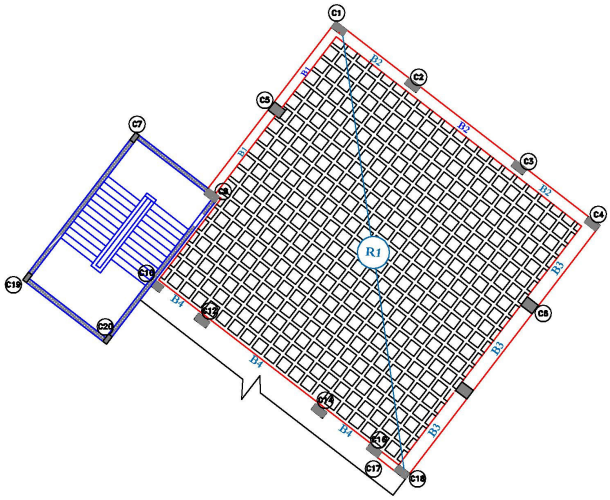


Fig. (4-11) Two-Rib Slab With 40 cm Thickness.

4.8.1 Loads Calculation for Two-Way Rib Slab:

Lx = 13.6 m
Ly = 13 m

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{13.6}{13} = 1.046$$

Sfx = 1.35
Sfy = 1.35
Kfx = 24.5, Kfy = 27.5
Kax= Sfx, Sfy, Kax, Kay: reduction factors from Appendix A.

qu = 10.61 KN/ m².
qu all = 10.61*1.2 + 5*1.6 = 20.73 KN/ m².

$$\text{max Mfx} = \frac{20.73 \times 13^2}{24.5} = 143 KN.m/m$$

$$\text{max Mfy} = \frac{20.73 \times 13^2}{27.5} = 127.4 KN.m/m$$

$$\text{QAx} = \text{QAy} = \frac{20.73 \times 13}{2.14} = 126 KN/m$$

$$\text{Mux} = 143 \times 0.65 = 93 KN.m$$

$$\text{Muy} = 127.4 \times 0.65 = 82.8 KN.m$$

$$\text{Fax} = \text{FAy} = 126 \times 0.65 = 82 KN$$

4.8.2 Design for positive moment for Rib in X-direction:

Mnx= $\frac{Mux}{0.9} = \frac{93}{0.9} = 103.33 KN.m$

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

$b_E = \frac{L}{4} = \frac{13}{4} = 3.25m$

$b_E = bw + 16 \times t = 0.15 + 16 \times 0.08 = 1.43m$

$Lc = be = 0.65m$ ------ Controls

Check if a < t for a T-section for the rib:

Let a = t,

C = 0.85 fc t $b_E = 0.85 \times 24 \times 80 \times 650 = 1060.8 KN$

d = h – cover - d/2 = 40-2-1 = 37cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = $1060.8 \times \left[0.37 - \frac{0.08}{2} \right] = 350 KN.m$

$\phi Mn = 0.9 \times 350 = 315 KN.m > 103.33 KN.m$

So a < t:

Mn=103.33 KN.m

Rn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{103.33 \times 10^6}{650 \times 370^2} = 1.16 Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.5$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R n}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.5 * 1.16}{420}}\right) = 2.84 \times 10^{-3}$

As = $2.84 * 10^{-3} * 65 * 37 = 6.83 \text{ cm}^2$

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(15)(37) \geq \frac{1.4}{420}(15)(37)$$

$A_{s\ min} = 1.6\ cm2 \geq 1.85\ cm2$

$A_{s\ min} = 1.85\ cm^2$

Select 2 Φ 25 with As prov. = 9.81 cm².

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$9.81 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 65 \times a$$

$$a = 3.1cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 3.65cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{32 - 3.65}{3.65} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.027 > 0.005$$

Ok…

4.7.3 Design for positive moment for Rib in Y-direction

Mny = $\frac{Muy}{0.9} = \frac{82.8}{0.9} = 92KN.m$

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

$$b_E = \frac{L}{4} = \frac{13}{4} = 3.25m$$

$$b_E = bw + 16 \times t = 0.15 + 16 \times 0.08 = 1.43m$$

$Lc = be = 0.65m$ **------** Controls

Check if a < t for a T-section for the rib:

Let a = t,

C = 0.85 fc t $b_E = 0.85 \times 24 \times 80 \times 650 = 1060.8KN$

d = h – cover - d/2 = 40-2-1 = 37cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = $1060.8\times\left[0.37-\frac{0.08}{2}\right]=350KN.m$

$\phi Mn=0.9\times350=315KN.m>92KN.m$

So a < t:

Mn=92 KN.m

Rn = $\frac{Mn}{b\times d^2}=\frac{92\times10^6}{650\times370^2}=1.03Mpa$

$m=\frac{fy}{0.85fc'}=\frac{420}{0.85(24)}=20.5$

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.5*1.03}{420}}\right)=2.51\times10^{-3}$

As = $2.51*10^{-3}*65*37=6.05\ cm^2$

$A_{s\ min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\geq\frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$ *ACI-318 (10.5.1)*

$A_{s\ min}=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(15)(37)\geq\frac{1.4}{420}(15)(37)$

$A_{s\ min}$ = 1.6 cm2 ≥ 1.85 cm2

$A_{s\ min}$ = 1.85 cm^2

Select 2 Φ 25 with As prov. = 9.81 cm².

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$9.81\times420=0.85\times24\times65\times a$

$a=3.1cm$

$X=\frac{a}{0.85}=3.65cm$

$\varepsilon_s=\frac{32-3.65}{3.65}\times0.003$

$\varepsilon_s=0.027>0.005$

Ok…

4.7.4 Anchorage Reinforcement for Resistance against Rotation:

$As = \frac{1}{3} \times Asmain(req.) = \frac{1}{3} \times 6.76 = 2.25cm^2$

Select 2 Φ 14 with As prov. = 4.59 cm². .

4.7.5 Design shear for two-way Rib in both directions:

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.15* 0.37)*1000$

$= 34$ KN

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3}*0.15*0.37)*1000 = 13.9$ KN.

$\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * b_w * d = \frac{1}{3} \times 0.75 \times 0.15 \times \sqrt{24} \times 0.37 \times 1000 = 68KN$

$V_u = 82$kN

$(\Phi V_c + \Phi V_{smin}) < V_u \leq \Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * b_w * d$

$34 + 13.9 < 82 \leq (34+68)$

$47.9 < 82 \leq 102$

Category (4) satisfied:

$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$

$Vs = \frac{82}{0.75} - \frac{34}{0.75} = 109.33 - 45.33 = 64KN$

$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$

$= \frac{(2 \times 50.24) \times 420 \times 370}{64 \times 10^3} = 243.97mm = 24.39cm$

$S \leq d/2 = 37/2 = 18.5$ cm

Use S = 15 cm

Then use ϕ 8 @ 15cm

4.8 Design of Beam (B23):

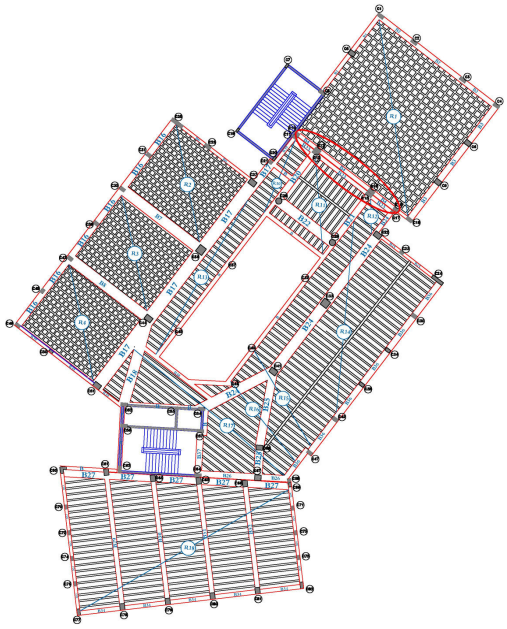


Fig (4 – 12) Beam location (B23)

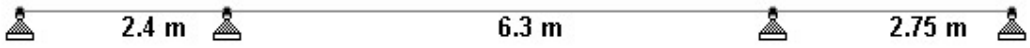


Fig (4 – 13) Span Length

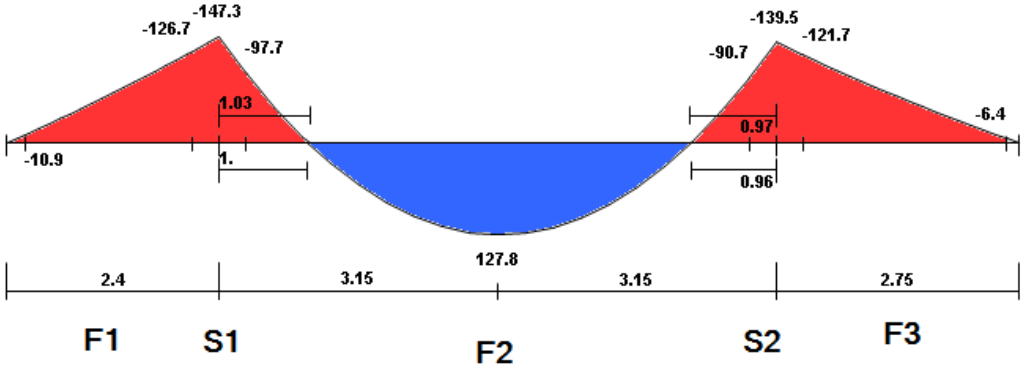


Fig (4 – 14) Beam moment values (KN.m)

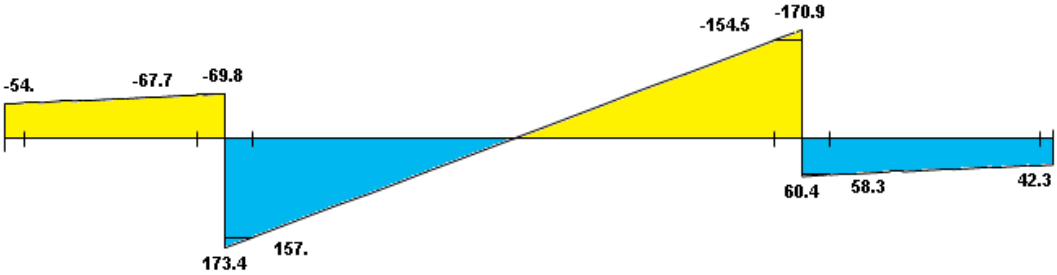


Fig (4 – 15) Beam shear Values (KN)

4.8.1 Design for positive moment (Field 1):

b = 60 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm Two Layer

No positive moment is exist, so design at min. reinforcement.

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10 - 5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(32) \geq \frac{1.4}{420}(60)(32)$$

$A_{s\ min} = 5.59\ cm2 \geq 6.4\ cm2$

$A_{s\ min_{req.}} = 6.4 cm^2$

Select 3 Φ 18 in Bottom with As prov. = 7.62 cm².

* Check for yielding in bottom:

Tension = Compression

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

$$(3 \times 2.54) \times 420 = 0.85 \times 24 \times 60 \times a$$

$$a = 2.61 cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 3.07$$

$$\varepsilon_s = \frac{32 - 3.07}{3.07} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0282 > 0.005$$

……. Ok

4.8.2 Design for Negative moment (support 1):

b = 60 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 126.7 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10 - 5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(32) \geq \frac{1.4}{420}(60)(32)$$

$A_{s\ min}$ = 5.59 cm2 ≥ 6.4 cm2

$A_{s\ min\ req.} = 6.4 cm^2$

Mn (req) = 126.7 / 0.9 = 140.77 KN.m

m= 20.5

$R_n = Mn / (b_w . d^2) = \frac{140.77 * 10^6}{600 * 320^2} = 2.29 MPa$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.5 * 2.29}{420}}\right) = 5.79 \times 10^{-3}$$

A_s (req) = $5.79*10^{-3}$ (60) (32) = 11.13 cm^2

Select 5 Φ 18 with As prov. = 12.7 cm². .

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$(5 \times 2.54) \times 420 = 0.85 \times 24 \times 60 \times a$

$a = 4.35cm$

$X = \frac{a}{0.85} = 5.12$

$\varepsilon_s = \frac{32 - 5.12}{5.12} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.015 > 0.005$

Ok…

4.8.3 Design shear of Beam (Field 1):

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 320)/1000$

= 117.57 KN.

0.5 Φ Vc = 117.57/2 = 58.78 KN

V_u = 67.7 KN (From Shear Envelope)

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 58.78KN \leq V_u = 67.7 \leq \Phi Vc = 117.57KN$

So $\therefore$ Re$igon(2)Satisfy$:

Minimum Reinforcement is required:-

Then use 2 legs ϕ 10 @ 15cm

4.8.4 Design for positive moment (Field 2):

b = 60 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 127.8 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10 - 5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(32) \geq \frac{1.4}{420}(60)(32)$$

$A_{s\ min} = 5.59\ cm2 \geq 6.4\ cm2$

$A_{s\ min_{req.}} = 6.4 cm^2$

Mn (req) = 127.8 / 0.9 = 142 KN.m

m= 20.5

$R_n = Mn / (bw.\ d^2) = \frac{142*10^6}{600*320^2} = 2.31 MPa$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.5*2.31}{420}}\right) = 5.85\times10^{-3}$$

$A_s (req) = 5.85*10^{-3} (60) (32) = 11.23\ cm^2$

Select 5 Φ 18 with As prov. = 12.7 cm². .

*** Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$(5 \times 2.54) \times 420 = 0.85 \times 24 \times 60 \times a$$

$$a = 4.35cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 5.12$$

$$\varepsilon_s = \frac{32 - 5.12}{5.12} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.015 > 0.005$$

Ok…

4.8.5 Design shear of Beam (Field 2):

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 320)/1000$

= 117.57 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 60 * 32)/1000 = 48KN.$

V_u = 157 KN (From Shear Envelope)

$$\Phi Vc = 117.57KN \leq V_u = 157 \leq \Phi Vc + \min Vs = 165.57KN$$

So $\therefore \text{Re}igon(3) Satisfy$:

Minimum Reinforcement is required

$$\text{Re}q.\ \min \phi Vs = 48KN$$

$$\phi Vs = \frac{\phi \times Av \times Fy \times d}{S}$$

$$48\times10^3=\frac{0.75\times2\times78.5\times420\times320}{S_{req.}}$$

$$=329.7mm=32.97cm$$

$$(S)\le\frac{d}{2}=\frac{32}{2}=16\quad cm$$

Use S = 15 cm.

Then use 2 legs ϕ 10 @ 15cm

4.8.6 Beam Detail:-

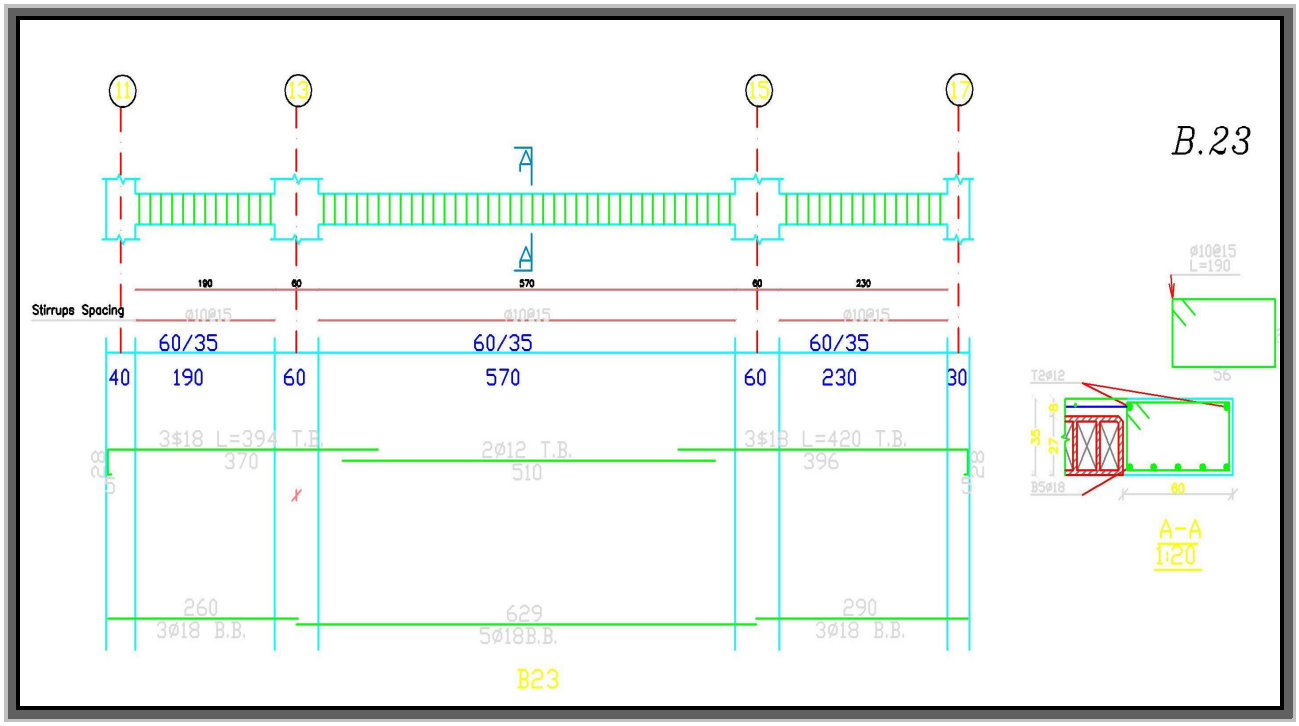


Fig (4 – 16) Beam Detail (B23)

4.9 Design of Column:

4.9.1 Design of Short Column(C12):

4.9.1.1 Design of longitudinal Reinforcement:

Select column (C12) for design:

Pu =2790 KN

Pn_{Req} = 2790 / (0.65) = 4292.3 KN

Use $\rho = \rho g = 3.5\ \%$

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ρ g (fy – 0.85(fc'))}

4292.3 *10^3 = 0.8 Ag [0.85*24+0.035(420-0.85*24)]

Ag = 1524 cm²

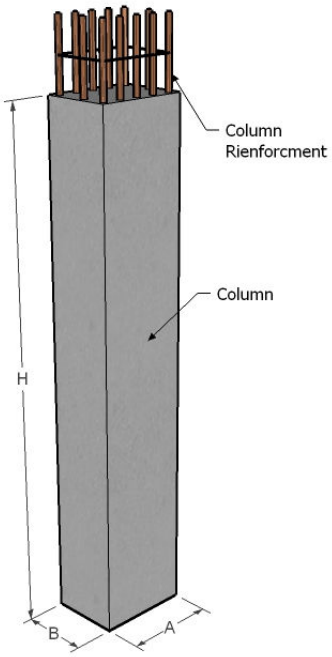


Fig. (4-17) Column Model

Use 60cm x30 cm => Ag = 1800 cm²

4292.3 *10^3 = 0.8(1800) [(0.85)*24+ ρ g_{req}(420-0.85*24)]

$\rho g = 0.0214 > \rho \min = 0.01$

Ast $_{req}$ = (0.0214) (1800) = 38.63 cm²

Use 14Φ20 A_s provide = 43.96 cm²

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right))$$

≤ 40 …….. *ACI 10-12-2*

Lu: Actual length.

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

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

$$\frac{KL}{r} < 34 - 12\frac{M_1}{M_2}$$

$K = 1,\ lu = 3.22m$

$$r = 0.3*0.6 = 0.18 \quad , \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\frac{1*3.22}{0.18} = 17.88 < 34 - 12*1$$

$17.88 < 22$

$\therefore Short....Column.$

4.9.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) =16*2.0=32cm

≤ 48*d_t (tie bar diameter) = 48*1.0=48cm.

≤ Least dimension=60cm

Use Ø 10 ties @ 25cm spacing.

The design column is shown in Fig. (4-18).

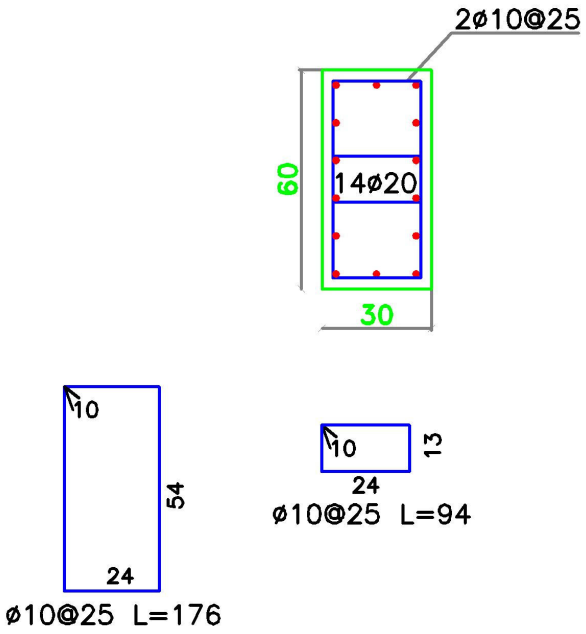


Fig. (4-18). Detail Of Column

4.10 Design of Stairs:

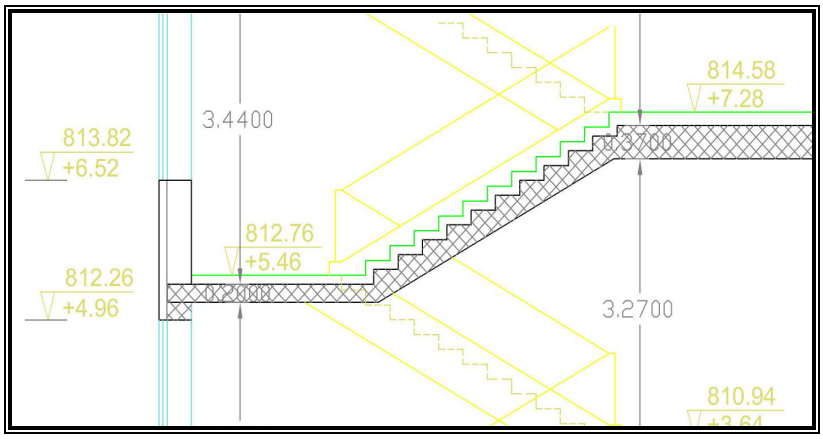


Fig. (4-19): Stair Location

4.10.1 Dead load:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{376}{20} = 188\ cm \approx Take\ it\ as\ \ 20cm$$

$$\theta = \tan^{-1}(\frac{16.5}{30}) = 28.8^{\circ}$$

$$\text{(DL) Concret plat} = \frac{0.2 \times 25}{\cos 28.8} = 5.7KN/m^2$$

$$\text{(DL) Steps} = 0.165 \times 25 \times \frac{1}{2} = 2.06KN/m^2$$

$$\text{(DL) Plaster} = \frac{0.03 \times 22}{\cos 28.8} = 0.75KN/m^2$$

$$\text{(DL) V.Mortar} = \frac{0.03 \times 22 \times 16.5}{30} = 0.363KN/m^2$$

$$\text{(DL) H.Mortar} = 0.03 \times 22 = 0.7KN/m^2$$

$$\text{(DL) V.Plate} = \frac{0.03 \times 22 \times 16.5}{30} = 0.363KN/m^2$$

$$\text{(DL) H. Plate} = \frac{0.04 \times 22 \times 33}{30} = 0.968KN/m^2$$

Total dead load = 10.9 KN/m^2

Wu = 1.2 D + 1.6 L = 1.2(10.9) + 1.6(5) = 21.08 KN/m^2

For 1 m of the stair slab

Wu = 21.08 KN/m

4.10.2 Design for positive moment:

Calculate the magnitude of support reaction in stair:

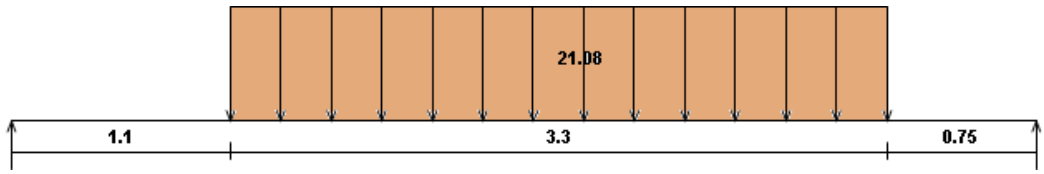


Fig. (4-20): Distribution Load of Stair .

Moments Diagram:

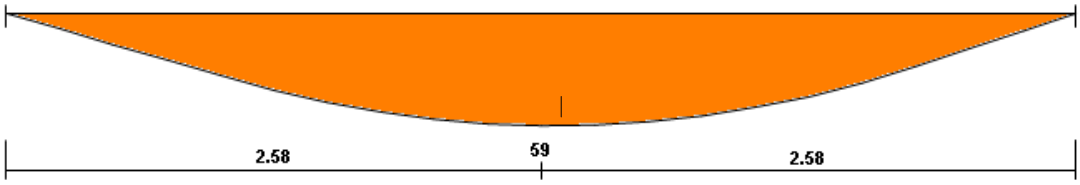


Fig. (4-21): Moment Diagram of Stair.

Shear Diagram:

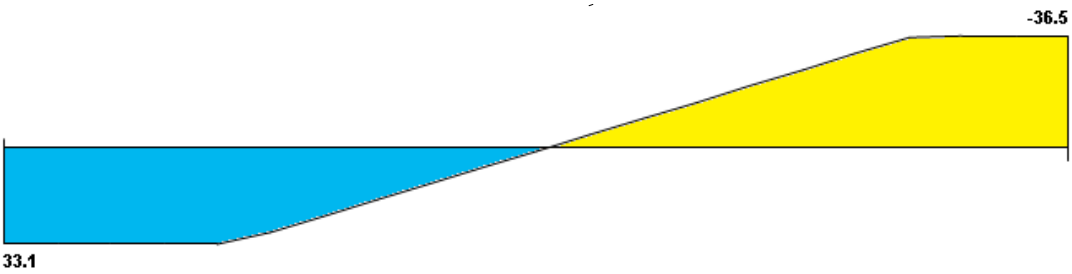


Fig. (4-22): Shear Diagram of Stair

d = 20 - 2 - 1 = 17 cm.

Shear design:

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

$$\phi Vc = (\frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 170)/1000 = 104.1KN$$

$$104.1KN > 36.5KN \triangleright OK ..$$

Moment by using the diagram:

Mu = 59 KN.m

Mn = 59/0.9 = 65.55 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{65.55*10^6}{(1000)(170)^2} = 2.15\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_{c'}} = \frac{420}{0.85*24}$$

$$m = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right]$$

$$\rho = \frac{1}{20.5}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.5*2.15}{420}}\right]$$

$$\rho = 0.0056$$

$$A_s = \rho.b.d$$

$As = 0.0056*(100)*(17) = 9.52\ cm^2$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(17) \geq \frac{1.4}{420}(100)(17)$$

$A_{s\ min} = 4.95\ cm2 \geq 5.67\ cm2$

$A_{s\ min} = 5.67\ cm^2$

$As_{Sh\&Temp.} = 0.0018*(100)*(20) = 3.06\ cm^2$

$9.52cm^2 > 3.06\ cm^2$

Use Φ16 @ 20 cm. $A_{S\ provided.} = 10\ cm^2$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$A_s \times fy = 10.0 * 420 = 42.0 * 10^{-6}$$

$$(42) \times 10^{-6} = 0.85 \times 24 \times 1.00 \times a$$

$$a = 2.05 cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{2.05}{0.85} = 2.41 cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{17 - 2.41}{2.41} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.018 > 0.005$$

Ok….

4.10.3 Development length of the bars:

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

For Φ16 bars:

$$Ld = \frac{420}{2 * \sqrt{24}} 1 \times 1 \times 1 \times 1.6$$

$$Ld = 71.4\ cm$$

Use :

$$Ld = 100 cm$$

4.10.4 Design of Secondary Reinforcement:

As = 0.0018(100) (20) = 3.06 cm^2

Use Φ12 @ 20 cm. $A_{S\ provided.} = 3.95\ cm^2$

4.10.5 Detail of Stair:

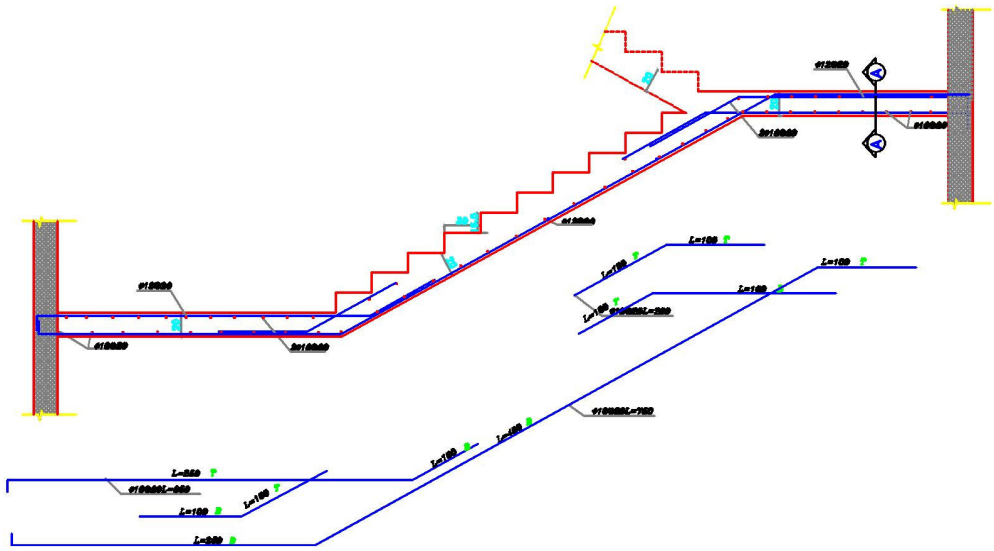


Fig. (4.-23): Detail of Stair

4.11 Design of Shear wall:

4.11.1 Calculation of loads:

$$W_{\text{for floor}} = Dl * \text{Area}$$

$$W_{\text{for to one floor}} = [10.03 * 1100] + 932.75$$

$$W_{\text{for one floor}} = 11965.75 \text{ KN} \quad .$$

4.11.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997(UBC):

Z=0.3 zone"3"

R=5.5

I=1

Ca=0.24

Cv=0.24

hn=24m

Ct=0.0488

Where:

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

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$$T = 0.0488(24)^{3/4} = 0.52$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 \times 1}{5,5 \times 0.52} W = 0.083\,W \quad \text{control}$$

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

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times W = 0.0264\,W$$

$$\rightarrow\rightarrow V = 0.083\,W = 0.083 \times 71794.5 = 5958.94 \quad \text{control}$$

$$Ft = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.52 \times 5958.94 = 216.9$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx
Floor(4)	**11965.75**	**5958.9**	**24**	**216.9**	**5742**	**287178**	**1539.2+Ft**
Floor(3)	**11965.75**	**5958.9**	**20.36**	**216.9**	**5742**	**243622**	**1305.8**
Floor(2)	**11965.75**	**5958.9**	**16.72**	**216.9**	**5742**	**200067**	**1072.3**
Floor(1)	**11965.75**	**5958.9**	**13.08**	**216.9**	**5742**	**156512**	**838.9**
Floor(0)	**11965.75**	**5958.9**	**9.44**	**216.9**	**5742**	**112956**	**605.4**
Floor(B)	**11965.75**	**5958.9**	**5.8**	**216.9**	**5742**	**69401**	**371.9**
	71794.5					**1069736**	

Table (4 – 3) Calculation of the total Fx.

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$$

$$F_x = [5742 \times 287178] / 1069736$$
$$= 1539.2$$

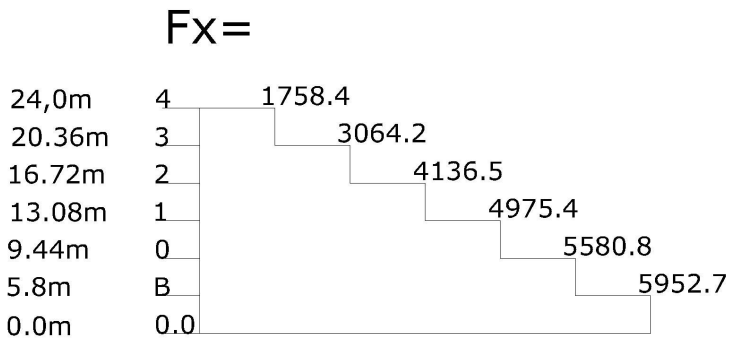


Fig. (4-24): Fx-Diagram

By using the software (Staad pro.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:

"It was effect 100 KN to building from the side"

NO. plate	Sxy KN/m2	dimension
2701	37	1.6*0.3
2702	45	0.8*0.3
2703	28	1.2*0.3
2704	16	1.2*0.3
2705	7.3	2.0*0.3
2706	11	0.4*0.3

Table (4 – 4) Calculation "Sxy" from STAAD Program.

$$\sum (Sxy \times \dim) = 50\%$$

Vu=Fx*50%

Vu4=1758.4*50%=879.2

Vu3=3064.2*50%=1532.1

Vu2=4136.5*50%=2068.25

Vu1=4975.4*50%=2487.7

Vu0=5580.8*50%=2790.4

VuB=5952.7*50%=2976.3

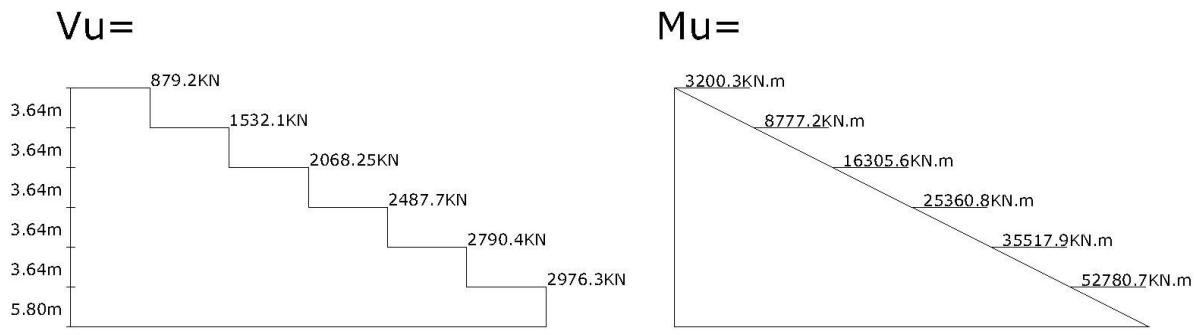


Fig. (4-25): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

4.11.3 Shear Wall Design Parameters:

Fc =24 MPa

fy Fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_4=7.2 m. shear wall width

Hw=24 m. Story height.

4.11.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

Vu=2790.4 KN

Vn=2790.4/0.75=3720.5KN

d=0.8*Lw=0.8*7.2=5.76 m.

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times h \times d$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 220mm \times 5760mm = 1034.6\ kN$$

$V_s = V_n - V_{c1}$

=3720.5-1175.7=2685.8 KN.

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{V_S}{fy * d} = \frac{2544.8kN}{420N/mm^2 * 5760mm}$$ =0.000105 m. =0.111 cm.

$\frac{A_{Vh}}{s_2}$ =0.0025*h=0.0025*25cm=0.000625 m =0.0625 cm.

S_2 =Lw/5=7.2m/5=1440 mm.

S_2 =3*h=3*25cm=750 mm.

S_2 =500 mm controls.

Use 2 Φ10= 1.57 cm^2.

S_2 =1.57/0.0625=25< 50 cm

Use S_2 =25 cm

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{1.57 \times 10^{-2}}{0.25} = 0.0628$$

0.0628 > 0.0625

Use 2Φ10 @ 25cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.11.5 Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{Vn}=[0.0025+0.5(2.5-\frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2*h}-0.0025)]S_1*h$$

$$\frac{h_w}{L_w}=\frac{24}{7.2}=3.3>2.5$$

>> A_{Vn}=0.0025 S_1 h.

S_1= 7.2 m /3=2400 mm.

S_1=3*0.20 m=750 mm.

S_1=450 mm. controls

>> $\frac{A_{Vh}}{S_1}$ = 0.0025*0.25 >> $\frac{2\times 79\times 10^{-6}}{S_1}$ = 0.0025*0.25

S1= 25cm

Use 2Φ10 @ 25cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.11.6 Design of moment:

At Mu=35517.9 KN.m

As= (L_W /S_1)*2*113

As= (7.2m/0.4m)*2*113=0.004068 m^2.

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+\frac{0.85\beta_1*f_{C'}*Lw*h}{As*fy}}$$

$$=\frac{1}{2+\frac{0.85*0.85*24N/mm^2*7.2m*0.25m}{0.004068m^2*420N/mm^2}}=0.0559$$

Mn= Φ (0.5*As*fy*Lw (1- $\frac{Z}{Lw}$))

Mn=0.9*0.5*0.004068 m^2*420N/mm^2*7.3m (1-0.0493)=5.2988 MN.m.

Mu=35517.9-6697.3=28820.6 kN.m.

Ast= $\frac{Mu/\Phi}{fy(Lw-Cw)}$= $\frac{28.8206/0.9}{420N/mm^2(7.2m-0.7m)}$ =122.9cm^2.

Use 24Φ25.

Moment after the second floor: At Mu=16305.6KN.m

Mu=16305.6-5263.8=11042.8 KN.m

$$Ast = \frac{Mu/\Phi}{fy(Lw-Cw)} = \frac{11.042/0.9}{420N/mm^2(7.2m-0.6m)} = 44.94\ cm^2$$

Use 10Φ25.

4.11.7 Shear wall Detail:

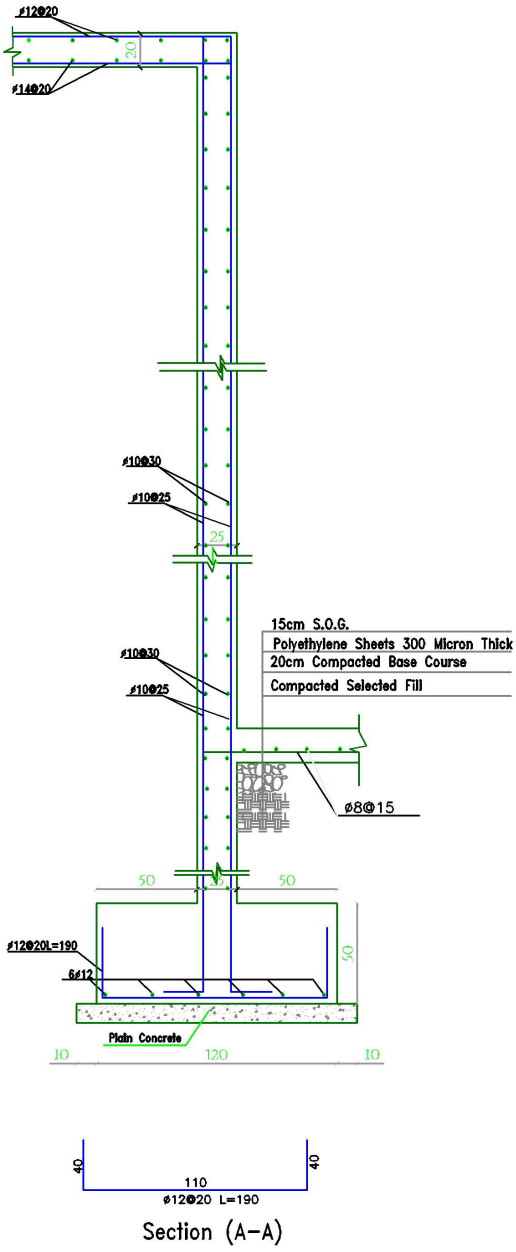


Fig. (4-26): Detail of shear wall

4.12 Design of Basement wall:

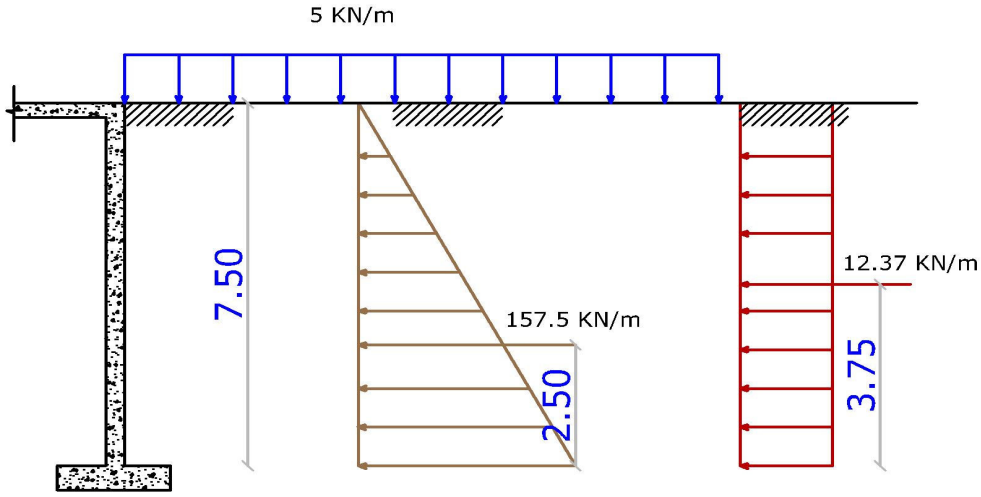


Fig. (4-27): Basement wall-Diagram

4.12.1 Load Calculation:

$e_o = \gamma * h * K_o$

$\theta = 30^o$

$$K = \frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.33$$

$e_o = 17*7.5*0.33 = 42$ KN/m

$e_p = P*K_o$

$= 5*0.33 = 1.65$

4.12.2 Thickness Calculation:

Assume ρ = 0.011

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$Rn = \rho \times fy\,(1 - 0.5m\,\rho)$$

$$Rn = 0.011 \times 420(1 - 0.5 \times 20.5 \times 0.011) = 4.1$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2} \Rightarrow 4.1 = \frac{260.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times d^2}$$

$$d = 265.5mm$$

$$H = 265.5 + 30 + 10 = 305.5mm$$

$$Select\ldots.H = 35cm$$

4.12.3 Wall Design:

Mu=260.1 KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2} = \frac{260.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 310^2} = 3$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.5 \times 3}{420}}\right) = 7.76 \times 10^{-3}$$

$$As = 7.76 \times 10^{-3} \times 100 \times 31 = 24.05cm^2$$

Select Φ18@10cm

As_{min} = 0.0012* b * h

= 0.0012 * 100 * 35

= 4.2 cm^2

As =24.05>As_{min}=4.2 cm^2

4.12.4 Design of Secondary Reinforcement:

Select the grater of:

1- As = (1/5)*As main. = (1/5)*24.05 = 4.8 cm^2 ---- controls

2- As for shrinkage and temperature= 4.2 cm^2

Select Φ12@20cm at main reinforcement layer **Select Φ12@25cm horizontal and vertical at the other layer**

4.12.5 Check for Shear:

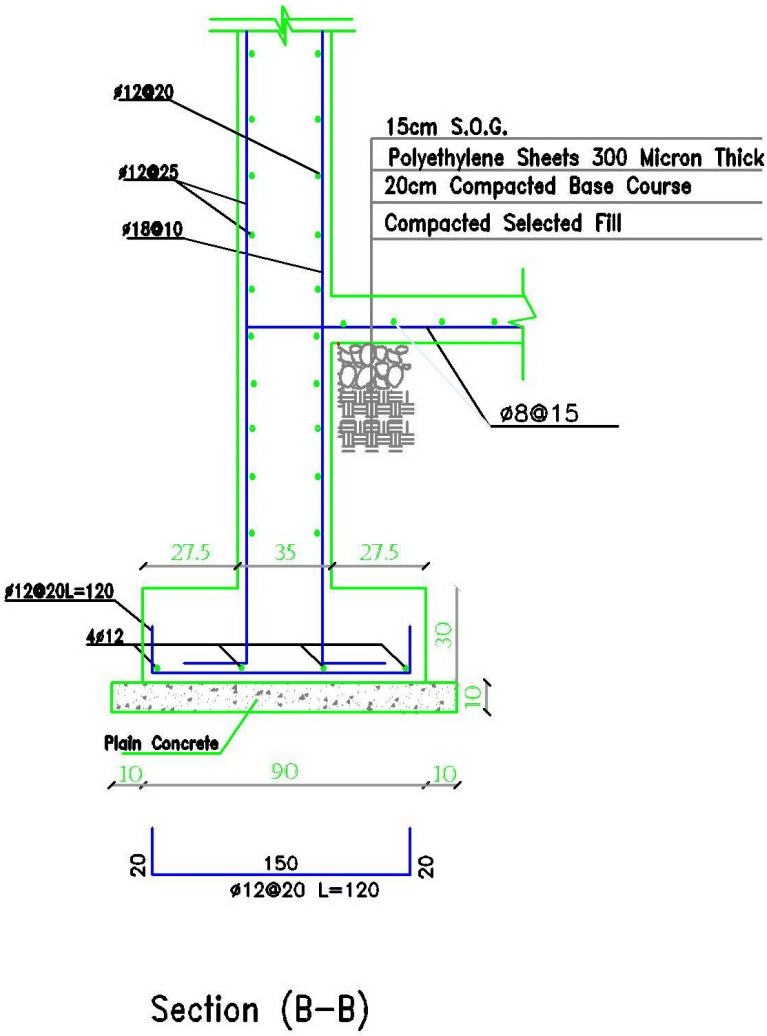
$Vu = 177.9KN$.

$$\phi Vc = 0.75\left(\frac{\frac{\sqrt{24}}{6}\times 1000\times(350-30-10)}{1000}\right)$$

$\phi Vc = 189.8KN \ > Vu = 177.9KN$.

No shear reinforcement is required.

4.12.6 Basement Wall Detail:



Section (B–B)

Fig.(4-28) Basement Wall Detail.

4.13 Design of Strip Footing:

4.13.1 Load Calculation

Weight of wall (D.L.) = (height) Thickness * 1m wide * γ_c

= 7.5 * 0.3 * 25=56.25 KN/m

From beam D = 2584KN

L = 1568.9KN

Wu= (2584+1568.9)/13.32=311.7 KN/m

Total W= 311.7+56.25 = 368 KN/m

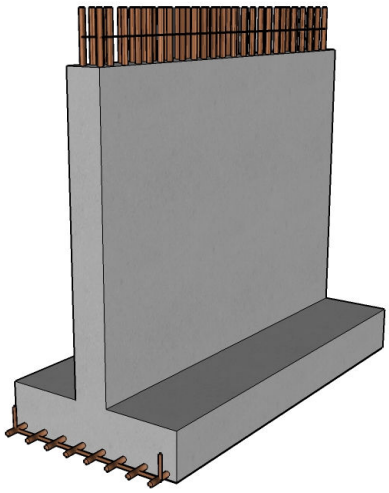


Fig.(4-29) Basement Wall Model

4.13.2 Determine the Footing Width:

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Assume footing thickness is 0.3 m.

$$Footing\ width = \frac{W\ total}{\gamma_{all.net}} = \frac{368}{500} = 0.736\ m$$

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due to the following Equation:

$$L = \frac{0.24 \times fy}{\sqrt{fc'}} d_b = \frac{0.24 \times 420}{\sqrt{24}} \times 1.2 = 24.6cm$$

L=24.6 from each side, we have L=30

So select 90 cm width of strip footing.

Determined of the contact pressure:

Factored loads:

q_u= 1.2*Dw+1.6*L

q_u= 1.2*2584+1.6*1586.9= 5639.84KN

q_u/l_w= 5639.84/13.32=423.4KN/m

q_{uw}= 56.25*1.2=67.5KN/m

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{423.4 + 67.5}{1 \times 0.9} = 545.4\ kN/m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times (900) \times (d) = \frac{545.4}{1}\left(\frac{1-0.3}{2} - d\right)$$

$$(d) = 0.149\ m$$

$$(d) = 15cm$$

$$Total\ thicness = 15 + 8 + 1.6 = 24.6cm$$

So select strip at min. thickness as 30 cm due to ACI code

4.13.3 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = (P_{net})\left(\frac{footing\ width - wall\ width}{2}\right) * \left(\frac{footing\ width - wall\ width}{4}\right)$$

$$= 545.4 * 0.3 * (0.15)$$

$$Mu = 24.54\ \text{KN/m}.$$

$$\text{Required Rn} = \frac{M_u * 10^6}{\Phi * b * d^2}$$

d= 30-8-1.6= 20.4cm

$$\text{Required Rn} = \frac{24.54 \times 10^6}{0.9 \times 900 \times 204^2} = 0.73$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(0.73)}{420}}\right) = 1.77 * 10^{-3}$$

$As = 1.77*10^{-3} * 100*20.4 = 3.6cm^2$

$$As\ min = 0.25 * \sqrt{24} * 100 * 20.4 * \frac{1}{420} > 1.4 * 100 * 20.4 * \frac{1}{420}$$

$5.9\ cm^2 < 6.8\ cm^2$

$As\ min = 1.3 * As\ req. = 4.68\ cm^2$

$A_{sreq} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2$ -----controls

Use Φ12 @ 20 cm $A_{prov.} = 5.65\ cm^2$

Secondary reinforcement:

As for shrinkage and temperature= 0.0018*100*30= 5.4 cm^2

Use Φ12 @ 20 cm $A_{prov.}$= 5.65 cm^2

4.13.4 Development length of main reinforcement:

$$Ld = \frac{12 * f_y}{25 * \sqrt{f_{c'}}} \alpha . \beta . \gamma . d_b$$

For Φ12 bars db=1.2 cm:

$$Ld = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \geq 30 cm$$

$$Ld = 51.43 cm \quad \geq 30 cm$$

$$Availble\ Ld = 30 - 5 = 25 cm \leq \text{Re}quiered\ Ld = 51.43\ cm$$

$$0.24 * fy * 1.2 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 17 cm$$

So a standard hook of (20 cm) must be used to provide Ld

4.13.5 Design of Dowel Bars:

As min_{req} = 0.0012 * 100 * 20.4 = 2.448 $cm^{2.}$

Use Φ 10 @ 25 cm… $A_{prov.}$ = 3.14 cm2

L_d = $0.044 * db * fy$ = 0.044*1*420= 18.5 cm

Not less than:

$L_d = \frac{24 * db * fy}{\sqrt{fc'}} = \frac{24 * 1 * 420}{\sqrt{24}}$ = 20.6 cm.

L_d available = 20 cm

4.13.6 Design of Secondary Reinforcement:

As $min._{req}$ = 0.0018 * 90 * 30 =4.86 $cm^{2.}$

Use 5 Φ 12 with As=5.65 cm^2

Use Φ 12 @ 20 cm… $A_{prov.}$ = 5.65 cm2

4.14 Design of Isolated Footing:

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F2).

4.14.1 Load Calculation:

Factored load =3500 KN

Soil weight = 17 KN/m^2

Column geometry 60 * 30 cm

P_u = 3500 KN

The allowable soil pressure = 700 KN/m^2

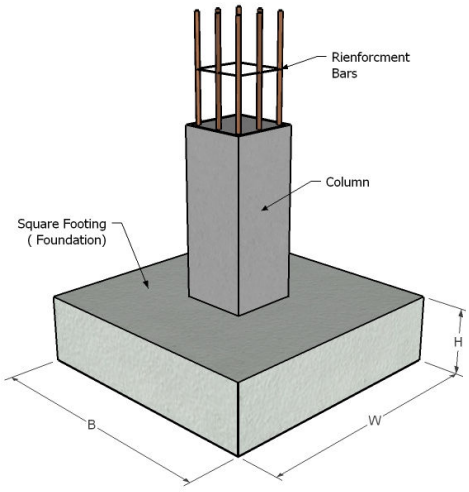


Fig.(4-30) Isolated Footing

4.14.2 Design of footing:

P_{net}=1.4* $\sigma_{Allowable}$ = 1.4 * 500 = 700 KN/m^2.

$As_{req.} = \frac{DL + LL}{Pnet} = \frac{3500}{700} = 5.0m^2$

Try 2.4 X 2.10 Area = 5.04 m^2.

Select Foot Geometry 2.40 * 2.10

4.14.3 Determine Depth Based on Shear Strength:

Using critical section for one-way shear action and letting Vn=Vc

$$Vu \le \phi Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 2400 \times dreq.$$

$$h \min = 40cm$$

$$d \min = 40 - 7 - 1 = 32cm$$

$$Vu = (P_{net})(one.way..shear..area)$$

$$Vu = 500 \times 0.58 \times 1.10 = 609KN$$

$$Vu \le \phi Vc$$

$$0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2400 \times dreq. \ge 580 \times 10^3$$

$$dreq. = \frac{580 \times 10^3}{1469} = 39.48cm$$

$$hreq = 39.48 + 7 + 1 = 47.48cm$$

$$let..h = 70.0cm$$

Select Height of foot = 70.0 cm

Check this depth for two-way shear action (punching), using critical section with d = 62cm.

b_o =2(a+b/2)+1*(b+2*d/2) = 428 cm

Where:

β_c = a / b =60 / 30 = 2

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

α_s = 40 for interior column

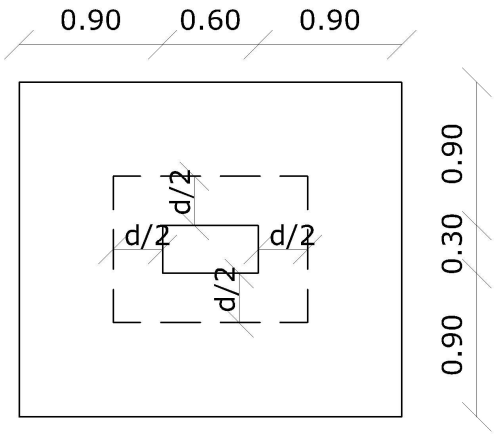


Fig.(4-31) Critical Section Of bunching

The Punching shear strength is the smallest of:

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

$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{2}\right)\sqrt{24}*4280*620 = 4422.67KN$

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

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{4280/620}+2\right)\sqrt{24}*4280*620 = 8618KN$

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

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{24}*4280*620 = 4422.67KN$

The smallest value of Vc controls

Vc= 4422.67KN

VuR = Pu – Pnet*b*a*(area of critical section)

VuR= 3500-694.44*(0.92*1.22) = 2720.5 KN

ΦV_c = 4429.67*0.75=3317KN

ΦV_c =3317 > VuR =2720.5 OK

4.14.4 Check Transfer of Load at Base of Column:

$$\Phi Pn = \Phi(0.85fc'Ag + Asreq.\times fy) \geq Pu$$

$$\Phi Pn = 0.65\left[(0.85)(24)(60\times 30) + Asreq.\times 420\right] \geq 3500\times 10^3$$

As req. = 40.77 cm^2

Use 9 Φ 25 dowels with A_s = 44.1 cm^2

4.14.5 Development Length (L_d):

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}}\times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{24}}\times d_b = \frac{420}{4\sqrt{24}}\times 2.5 = 53.6 \text{ cm} \geq 0.044\ (d_b)\ (fy) = 46.2$$

Available embedment = 70 – 8 – 2 = 60 cm > 53.6 cm

∴ OK.

4.14.6 Design for Bending Moment in long direction:

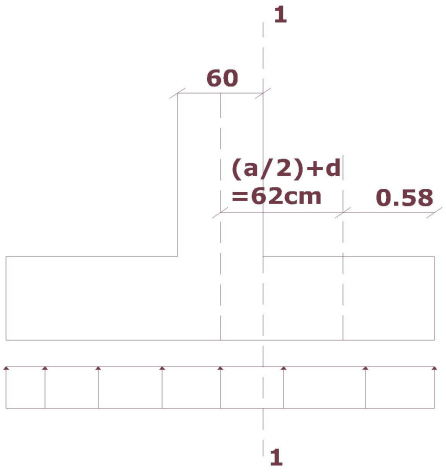


Fig.(4-32) Critical Section For Bending Moment.

-Design in plain concerte :

At the face of the column:-

Mu at section 1-1 :

Mu= 694.44*0.9*0.45*2.10 = 590.62 KN.m

σt ≤ fct

Fct= 0.24* $\sqrt{24}$

Φ* Mn ≥ Mu Φ= 0.55

Φ* Mn=0.55*0.42* $\sqrt{24} * Sm \geq$ Mu

Φ* Mn=0.55*0.42* $\sqrt{24} * \frac{2400 * 700^2}{6} \geq$ Mu

226.4 < 590.62 KN.m

Design in plain concerte not satisfied

--Design of reinforcement :

Mn = Mu/0.9 = 656.24 KN.m

Rn req. = Mn/b.d^2 = $\frac{656.24 * 10^6}{2400 * 620^2} = 0.711$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.5}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.5 * 0.711}{420}}) = 1.72 * 10^{-3}$

Req. A_s = 0.0017 (2400) (620) =25.64 cm^2

Check for min. reinforcement:

As min. = $= 0.25 * \sqrt{fc'} * b * d * \frac{1}{fy} = 43.39 cm^2$

Not less than As min= $= 1.4 * b * d * \frac{1}{fy} = 49.6 cm^2$

So As=1.3*As req. = 33.33 cm^2

-Shrinkage and Temperature Reinforcement:

As = 0.0018 * b *h=0.0018*2400*700= 30.24 cm^2

--- As req= 33.33 > 30.24

Use 7 Φ 25 with A_s = 34.3 cm^2

4.14.7 Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 25:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \alpha \times \beta \times \lambda \times d_b = \frac{420}{2*\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 107.2\text{cm}$$

Available embedment = ((240-60)/2) – 5 = 85cm > 107.2 cm

Use standard hook of (25 cm) must be use to provide Ld

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$343 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 240 \times a$$

$$a = 29.42mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 34.6$$

$$\varepsilon_s = \frac{620 - 34.6}{34.6} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$$

Ok…

4.14.8 Design for Bending Moment in short direction:

-Design in plain concerte :

At the face of the column:-

Mu at section 1-1 :

Mu= 694.44*0.9*0.45*2.40 = 674.99 KN.m

$\sigma t \leq$ fct

Fct= 0.24* $\sqrt{24}$

Φ* Mn ≥ Mu Φ= 0.55

Φ* Mn=0.55*0.42* $\sqrt{24} * Sm \geq$ Mu

Φ* Mn=0.55*0.42* $\sqrt{24} * \frac{2400 * 700^2}{6} \geq$ Mu

226.4 < 675 KN.m

Design in plain concerte not satisfied

--Design of Reinforcement :

Mn = Mu/0.9 = 750 KN.m

Rn req. = Mn/b.d^2 = $\frac{750 * 10^6}{2100 * 620^2} = 0.93$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.5}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.5 * 0.93}{420}}) = 2.26 * 10^{-3}$

Req. A_s = 0.00226 (2100) (620) =29.51 cm^2

Check for min. reinforcement:

As min. = $= 0.25 * \sqrt{fc'} * b * d * \frac{1}{fy} = 40.32 cm^2$

Not less than As min= $= 1.4 * b * d * \frac{1}{fy} = 45.83 cm^2$

So As=1.3*As req. = 38.36 cm^2

-Reduction of Reinforcement for Rectangular Footing in Short Direction:

$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)}$

$\beta = \frac{Long \text{ Direction}}{Short \text{ Direction}} = \frac{2.4m}{2.1m} = 1.14$

$\gamma_s = \frac{2}{(1.14 + 1)} = 0.933$

$As = \gamma_s \times As_{req.}$

A_s= 0.93 * 38.36 =35.67 cm^2

-Shrinkage and Temperature Reinforcement:

As = 0.0018 * b *h=0.0018*2100*700= 26.46 cm^2

--- As req= 35.67 > 26.46

Use 8 Φ 25 with $A_s = 39.2\ cm^2$

4.14.9 Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 25:

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \alpha \times \beta \times \lambda \times d_b = \frac{420}{2*\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 107.2\text{cm}$$

Available embedment = ((210-60)/2) – 5 = 70cm > 107.2 cm

Use standard hook of (25 cm) must be use to provide Ld

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$490 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 210 \times a$$

$$a = 48mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 56.51$$

$$\varepsilon_s = \frac{620 - 56.5}{56.5} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.029 > 0.005$$

Ok…

4.14.10 Isolated Footing Detail:

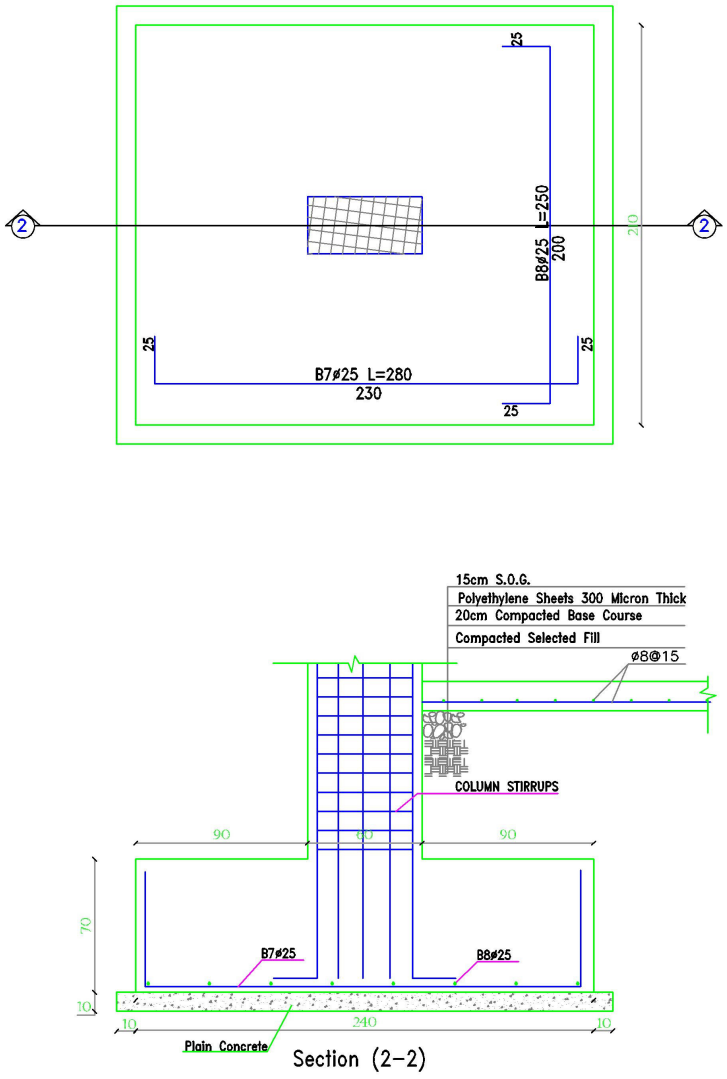


Fig (4-33): Footing (F2) Detail**.**

5 الفصل الخامس

الإستنتاجات والتوصيات

1-5 الإستنتاجات

2-5 التوصيات

الاستنتاجات و التوصيات

(5-1) الاستنتاجات :

1. على كل من يقوم بعملية التصميم الانشائي ان يتمتع بالقدرة على التصميم اليدوي الى جانب المعرفة الجيدة ببرامج التصميم المتنوعة.

2. يجب معرفة العوامل الطبيعية المحيطة بالمنشأ المراد تصميمة من اجل معرفة القوى الناتجة عن تلك العوامل .

3. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائي المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

4. تم استخدام نظام (One-way ribbed slab) و(Two-way ribbed slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ . كما تم استخدام عقدات (Solid slab) لبيوت الدرج والمصاعد لأنها أكثر فاعلية من عقدات الاعصاب في تحمل الأحمال المركزة ، كما تم استخدام جسور من نوع (T-Beam) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

5. تم تصميم أساسات المبنى على قوة تحمل المسموحة للتربة تساوي ($500 \ KN/m^2$) و بذلك تم اختيار الشكل النهائي للأساس بناء على نوع العناصر الانشائية الواقعة على ذلك الاساس من اعمدة وجدران وغيره.

6. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Atir) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة .

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الحمال الأردني .

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم يستطيع من خلاله عمل تصميم قابل للتنفيذ على أرض الواقع, وهذا يتطلب خبرة عملية وبعد نظر.

(5-2) التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، أن يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ . ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة ، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضًا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق 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 أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

يجب ان يتم تنفيذ المشروع تحت اشرف لجنة هندسية مختصة .

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

1. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة.

2. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج الخ... .
3. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
4. مراجعة كفاءة جدران القص، مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعه بانتظام في اجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة، وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.
5. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".
6. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصله، المشتركة، المستمره، والحصيره.
7. يجب القيام بعمليات الدمك المطلوبة تحت المدة الارضية بشكل جيد وفقا للكود الامريكي.
8. المراجعة النهائية للتفاصيل الإنشائية، والتأكد من التوافق التام بينها وبين المخططات والتفاصيل المعمارية.
9. ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .
10. يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الانشائيه.

المصادر والمراجع:

1. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني**، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، 1990م.
2. منتديات الهندسة نت www.alhandasa.net.
3. منتديات التقنية . www.tkne.net

4. American Concrete Institute (A.C.I.), **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).
5. Uniform Building Code (UBC-97).
6. A. M. Neville, **Properties of concrete**, Third edition, Longman scientific technical.