بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز طب عدلي

في مدينة دورا

فريق العمل

أحمد رشيد أنس التلاحمة محمد أبوزهرة

إشراف

د. ماهر عمرو

فلسطين – الخليل

٢٠١١م

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمركز طب عدلي في مدينة دورا

فريق العمل

أحمد راشد أنس التلاحمة محمد أبوزهرة

إشراف :

د.ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

٢٠١١م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمركز طب عدلي في مدينة دورا

فريق العمل

أحمد راشد انس التلاحمة محمد أبوزهرة

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 الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. ماهر عمرو	د.غسان الدويك
.....	.....

٢٠١١ م

الإهداء

(وقل اعملو فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون) صدق الله العظيم.[التوبة:١٠٥]

إلهي لا يطيب الليل الا بشكرك ولا يطيب النهار الا بطاعتك ... ولا تطيب اللحظات الا بذكرك... ولا تطيب الاخرة الا بعفوك ... ولا تطيب الجنة الا برؤيتك .

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

أمــي

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا المشروع ..جامعة بوليتكنك فلسطين

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب ،أساتذتنا الأفاضل

إلى الدكتور الفاضل ماهر عمرو

إلى من هم أكرم منا جميعا .. الشهداء الذين ضحو بحياتهم من أجل هذا الوطن

إلى الاحرار خلف القضبان..الأسرى البواسل الذين ضحو بحريتهم من أجل الوطن

إلى رفاق الدرب والأصدقاء .. الذين تابعو هذا المشروع خطوة بخطوة

إلى الأعزاء ومن اشتاقت لهم قلوبنا وذرفت من أجلهم دموعنا **وفرقتنا الاقدار**

فريق العمل

كلمة الشكر

لا بد لنا ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود الى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدمو لنا الكثير باذلين بذلك جهوداً كبيرة في بناء جيل الغد لتبعث الأمة من جديد ...

وقبل أن نمضي وقبل أن نمضي نقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير والمحبة إلى الذين حملو أقدس رسالة في الحياة ...

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية والعلم والمعرفة ...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

"كن عالما.. فإن لم تستطع فكن متعلما،فإن لم تستطع فأحب العلماء،فإن لم تستطع فلا تبغضهم"

أخص بالتقدير والشكر :

إلى جامعتنا العزيزة ..... جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كلية الهندسة والتكنلوجيا

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي والاداري

مشرفنا العزيز علينا ..... د.ماهر عمرو

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمركز طب عدلي في مدينة دورا .

فريق العمل

أحمد رشد أنس التلاحمة محمد أبوزهرة

إشراف

د.ماهر عمرو

يتلخص هذا البحث في التصميم الانشائي لمشروع مركز طب عدلي ،وذلك انطلاقا من الحاجة الماسة لوجود مثل هذه المشاريع في فلسطين وتم اتباع المنهج الوصفي التحليلي في البحث العلمي كمنهجية في إنجاز العمل المتواضع.

من خلال الاطلاع على بعض الابحاث السابقة في نطاق المشاريع الخدماتية كمشاريع مراكز الطب العدلي،كان من الواضح أن أهمية المشروع تكمن في الخدمة التي سيعود بها على الافراد والمجتمع .

ويتكون المشروع من جزيئيات تتمثل بداية في التحليل الأنشائي للمشروع،وإعادة توزيع الأعمدة ،وربط الاحتياجات المعمارية بالمتطلبات الانشائية ،وطرق التحليل ،ومن ثم الانتقال الى مرحلة التصميم التي تقسم الى تصميم العينات والتصميم الكلي باستخدام البرامج التصميمية الإنشائية ونهاية بتحليل النتائج وعرضها للتاكد من منطقيتها .

تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية،ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (UBC97) أما بالنسبة للتحليل الانشائي وتصميم المقاطع تم استخدام الكود الامريكي (ACI_318-05) أما من ناحية برامج الحاسوب تم استخدام : Autocad 2007,Staad pro,Office2007,Atir,Sab2000. وغيرها .

تتمثل مخرجات بحثنا الانشائي في حسابات لاتصميم والمخططات لاتنفيذية التي سيتم الاعتماد عليها في المشروع بجميع تفاصيلها، حيث ينتقل المشروع من الاوراق والمخططات إلى أرض الواقع كمنشأ خدماتي يمثل دعماً ورصاً لبناء مجتمعنا الفلسطيني .

والله ولي التوفيق.

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
الفهرس	viii
List of Abbreviations	xii
فهرس الجداول	xiv
فهرس الأشكال	xv

	المقـدمـة	رقم الصفحة
١-١	مقدمة	٢
٢-١	نظرة عامة	٣
٣-١	مشكلة المشروع	٣
٤-١	أسباب اختيار المشروع	٤
٥-١	أهداف المشروع	٥
٦-١	خطوات المشروع	٦
٧-١	نطاق المشروع	٦
٨-١	حدود المشروع	٧
٩-١	وصف المشروع	٨

الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	٩
٢-١	لمحة عامة عن المشروع	١٠
٢-٢	دراسة عناصر المشروع	١٠
٢-٣	نواحي المعمارية	١٣
٢-٤	الواجهات	١٥
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	١٨
٣-١	مقدمة	١٩
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٩
٣-٣	الدراسات النظرية و التحليل و طريقة العمل	١٩
٣-٣-١	الأحمال	٢٠
	١.١.٣.٣ الأحمال الميتة	٢٠
	٢.١.٣.٣ الأحمال الحية	٢١
	٣.١.٣.٣ الأحمال البيئية	٢١
٣-٤	العناصر الإنشائية	٢٣
	١.٤.٣ العقدات	٢٣
	٢.٤.٣ الجسور	٢٥
	٣.٤.٣ الأعمدة	٢٦
	٤.٤.٣ الجدران الحاملة(جدران القص)	٢٧
	٥.٤.٣ الجدران الاستنادية	٢٧
	٦.٤.٣ الأساسات	٢٨
	٧.٤.٣ الأدراج	٢٩

Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	**30**
4-1	Introduction	**31**
4-2	Factored loads	**31**
4-3	Determination of Thickness	**32**
4-4	Load Calculations	**33**
4-5	Design of Topping	**35**
4-6	Design of Rib (1)	**36**
4-7	Design of Two way ribbed slab	**42**
4-8	Design of flexure for beam	**46**
4-9	Design of long column(C2)	**54**
4-10	Design of short Column(C77)	**57**
4-11	Design of One way solid slab for stair	**58**
4-12	Design of stair	**60**
4-13	Design of Isolated footing (F04)	**68**
4-14	Design of shear wall(29)	**74**

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	**٧٩**
٥-١	**النتائج**	٨٠
٥-٢	التوصيات	٨١
الفصل السادس	**الملاحق**	٨٢

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s`}$ **=** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$ = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $\mathbf{f_c`}$ = 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.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.

- **Pu** = factored axial load
- **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.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **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 .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	7
1-3	جدول الأحمال الميتة	20
2-3	الأحمال الحية في المباني المختلفة	21
1-4	calculation of the total dead load for one way ribbed slab	34
2-4	calculation of the total dead load for two way ribbed slab	35

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-٢-١	مخطط الطابق الأرضي	١٠
٢-٢-٢	مسقط الطابق الاول	١١
٢-٢-٣	مخطط الطابق الثاني	١٢
٢-٣-١	الحركة الخارجية	١٣
٢-٣-٢	الحركة الداخلية	١٣
٢-٣-٣	الموقع العام	١٤
٢-٤-١	الواجهة الشمالية	١٥
٢-٤-٢	الواجهة الجنوبية	١٦
٢-٤-٣	الواجهة الغربية	١٦
٢-٤-٤	الواجهة الشرقية	١٧
٣-١	بعض العناصر الانشائية	٢٣
٣-٢	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
٣-٣	عقدات العصب ذو الاتجاهين	٢٥
٣-٤	أشكال الجسور	٢٦
٣-٥	أشكال الأعمدة	٢٦
٣-٦	جدران القص	٢٧
٣-٧	جدار استنادي	٢٨
٣-٨	أساسات	٢٨
٣-٩	تسليح الدرج	٢٩
٤-٣	Topping Of Slab	٣٥
٤-٤	Rib location	٣٦
٤-٥	Spans length Of Rib 1	٣٧

٣٧	Moment Diagram Of Rib 1	**٦-٤**
٣٧	Shear Diagram Of Rib 1	**٧-٤**
٤٦	Moment Diagram Of Beam 1	**٨-٤**
٤٧	Shear Diagram For Beam 1	**٩-٤**
٥٩	Moment and Shear Diagram (1-way solid)	**١٠-٤**
٦٠	Section A-A in slab	**١١-٤**
٦٠	Designed stair	**١٢-٤**
٦١	Dead and Live Load For Flight	**١٣-٤**
٦٢	Dead and Live Load for Landing	**١٤-٤**
٦٣	Shear Envelope for Flight	**١٥-٤**
٦٣	Moment Diagram For Flight	**١٦-٤**
٦٥	Detail Of Beam For Stair	**١-١٦-٤**
٦٥	Stairs at Section A-A	**١٧-٤**
٦٧	Stairs at Section B-B	**١٨-٤**
٦٨	Geometry of Footing	**١٩-٤**
٧٤	Shear Diagrams	**٢٠-٤**
٧٧	Section in Shear Wall	**٢١-٤**

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة

٢-١ نظرة عامة عن المشروع

٣-١ مشكلة البحث (المشروع)

٤-١ أسباب اختيار المشروع

٥-١ أهداف المشروع

٦-١ خطوات المشروع

٧-١ نطاق المشروع

٨-١ حدود المشروع

٩-١ وصف المشروع

١-١ مقدمة :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة . وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من أخر هذا التطور العمراني إقامة المستشفيات و المراكز الطبية.

و بسبب التطور الهائل في مجال الطب و الحاجة المستمرة له كان بناء المستشفيات و المراكز الطبية من أهم القطاعات التي خضعت دائما للتطوير و التقدم ، و بمرور الوقت ازدادت الحاجة إلى المباني المتخصصة في هذا القطاع ، حيث وجد ذلك اهتماما كبيرا خاصة من قبل الحكومات لتوفير دوام الصحة والعافية لمواطنيها و رعاياها وكذلك الحد من الجريمة ، حيث أن صحة الأفراد هي الدعامة الأساسية لاستمرار الحياة .

و من هذه المراكز الطبية المركز الطبي العدلي المقترح إنشاؤه في مدينة دورا الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع ؛ فبناء مثل هذه المراكز يعد عامل أساسي في كشف الجرائم و محاولة الحد منها لأنها أصبحت منتشرة و بكثرة في هذه الأيام ، ولهذا السبب كان لابد من الاهتمام بهذه المراكز الطبية من جميع النواحي وخاصة المعمارية والإنشائية .

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم من إيجاد الحلول المناسبة لهذه الاحتياجات، من تصميم وتطوير لهذه المراكز الطبية. بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوة الواقعة عليها، وبحيث تقوم بالدور المنوط بها على أكمل وجه .

لذا ولأهمية هذا المشروع ، والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على المركز الطبي العدلي في مدينة دورا لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مركز طبي قادر على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه، ويصبح المشروع قابلا للتنفيذ.

١-٢ نظرة عامة عن المشروع :

المراكز الطبية للطب العدلي هي مكان يتجمع فيه العديد من المختبرات الطبية و غرف التشريح و القاعات و المختبرات التعليمية و مكاتب متحرين (محققين) و المكاتب الادارية و مكاتب الأطباء ، كل ذلك في مجمع واحد متملك .

و نظرا للاستخدام المتعدد أو لتوفير أكثر من وظيفة لهذا المركز الطبي عمد إلى إضافة أجزاء تخصص لاستعمال المكاتب الإدارية بكافة أنواعها ، وزودت بعناصر الحركة الراسية لتوفير الراحة والسرعة في الحركة ، وتخصيص مساحات مناسبة لكل استخدام حسب الاستعمال، كما يراعى توفير الإضاءة والتهوية الكافيين .

المبنى عبارة عن مركز طبي للطب العدلي متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم الطبي الكبير في العالم، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين من قبل د. غسان دويك .

والمبنى مكون من ثلاثة طوابق بمساحة إجمالية تفوق خمسة آلاف متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة .

١-٣ مشكلة البحث (المشروع) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصرالانشائية المكونة للمركز الطبي الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو " المركز الطبي العدلي في مدينة دورا "؛ وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور ...الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، وتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مركز طبي، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :

١. إن الواقع الذي نعيشه في هذه الأيام سواء على مستوى الوطن أو حتى على مستوى العالم من انتشار للجريمة بشكل غير مسبوق و متزايد ، واستخدام أساليب جديدة وبشعة لتنفيذ مثل هذه الأعمال ، بالإضافة الى التطور التكنولوجي الذي ساهم بشكل أو بآخر في انتشار ذلك ، فأصبح من الصعب تحديد أسباب الوفاة و بذلك يتم تهديد الأمن و الأمان في هذا الوطن وغيره ، لهذا رأينا أنه من الواجب علينا أن نقوم بالتصميم الانشائي لهذا المشروع ليكون جاهزا للتنفيذ لمحاولة الحد من ذلك كله .

الأسباب الشخصية :

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .
٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

١-٥ أهداف المشروع :

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :

١. أهداف معمارية :

مثل هذه المشاريع الكبيرة **تعكس صورة عن التطور الحضاري و المعماري الموجود في المنطقة** فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ، و يكون لهذه المراكز الطبية طابع معماري خاص يدل على تطور الذوق المعماري .

٢. أهداف إنشائية :

أ- التحليل والتصميم الإنشائي **للمركز الطبي**، حيث تم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأسلسات... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على **الحركة داخل المبنى**، ولا يؤثر على **الطابع المعماري المصمم** .

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي **في المشروع** .

١-٦ خطوات المشروع :

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

١-٧ نطاق المشروع :

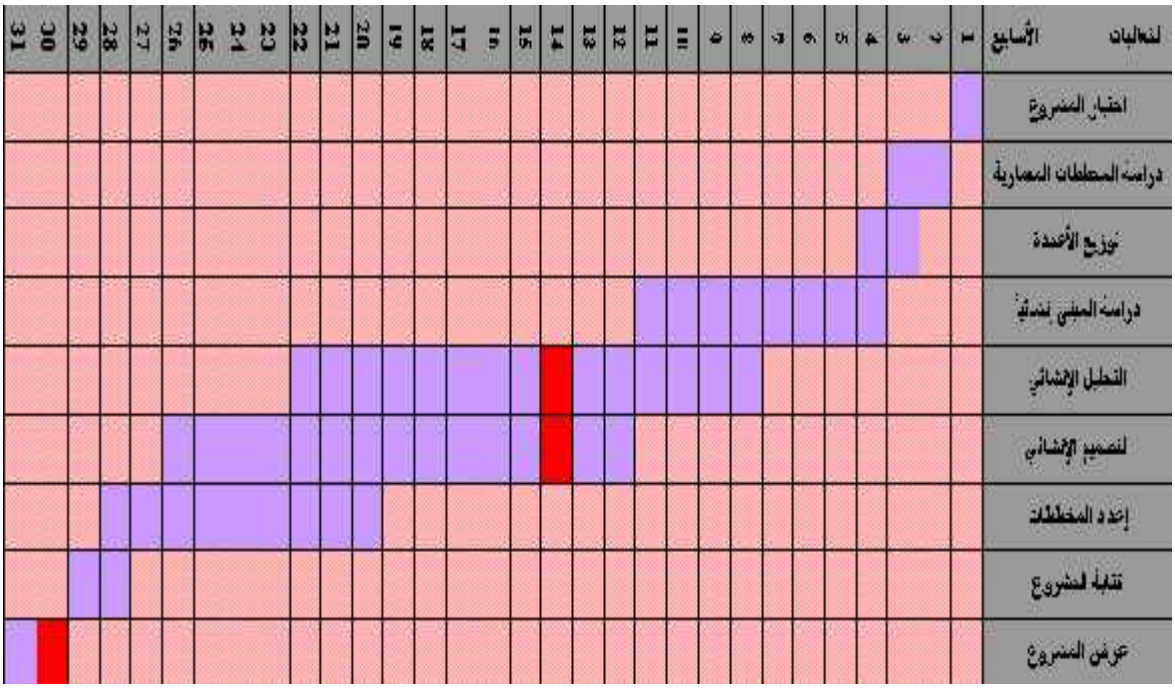
- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمركز الطبي والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

١-٨ حدود المشروع :

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أسلسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

ويبين الجدول (١-١) تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط :-

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع



١-٩ وصف المشروع :

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي :-

١. الفصل الأول :

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

٢. الفصل الثاني :

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

٣. الفصل الثالث :

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

٤. الفصل الرابع :

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

٥. الفصل الخامس :

ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها .

٦. الفصل السادس :

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمت في البحث وكذلك الملاحق للمخططات المعمارية و المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها والجداول والأشكال و الرموز التي استخدمت .

الفصل الثاني
الوصف المعماري للمشروع

٢-١ لمحه عامه عن المشروع.

٢-٢ دراسة عناصر المشروع.

٢-٣ النواحي المعمارية.

٢-٤ الواجهات.

٢-١ لمحة عامة عن المشروع:

كانت فكرة التصميم هي عمل تصميم معماري لمركز طبي عدلي لمعالجة العديد من المشاكل الانية المستقبلية التي تعاني منها محافظة الخليل والمحافظات المجاورة ، **والتي تتعلق بالطب العدلي ودوره في كشف الغموض لاسرار الحوادث المتعلقة بالجرائم وكل حالات الوفاة** ،سواء كانت قتل او وفاة بسبب مرض او غيره ،**انطلاقا من دراسات** علمية لواقع المدينة من حيث الكثافة السكانية وما ينتج عنها من ارتفاع في حلالات الوفاة ونسبة الجرائم وغموضها مراعيا خلالها القواعد العلمية الصحيحة في التصميم المعماري.

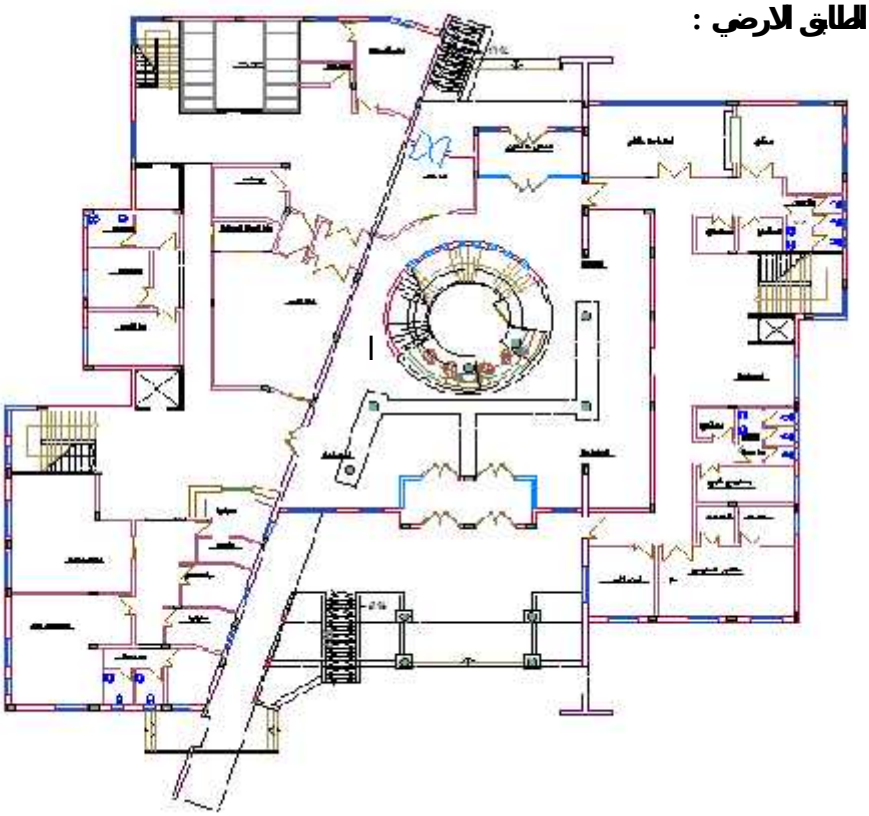
وتبرز اهمية هذا المشروع في افتقار محافظة الخليل لمركز طب عدلي وكان التصميم المعماري ضمن **المواصفات العالم**ية من حيث الفراغات ذات الارتباط الوثيق بهيكلية مركز الطب العدلي والمعمل الجنائي من حيث الوظيفة .

٢-٢ دراسة عناصر المشروع:

يتكون مركز الطب العدلي من ثلاثة طوابق، وتبلغ المساحة الكلية للمركز الطبي **٥٢٢٥م**^{٢}.

مستويات المركز الطبي وفعالياته وفعالياتها :

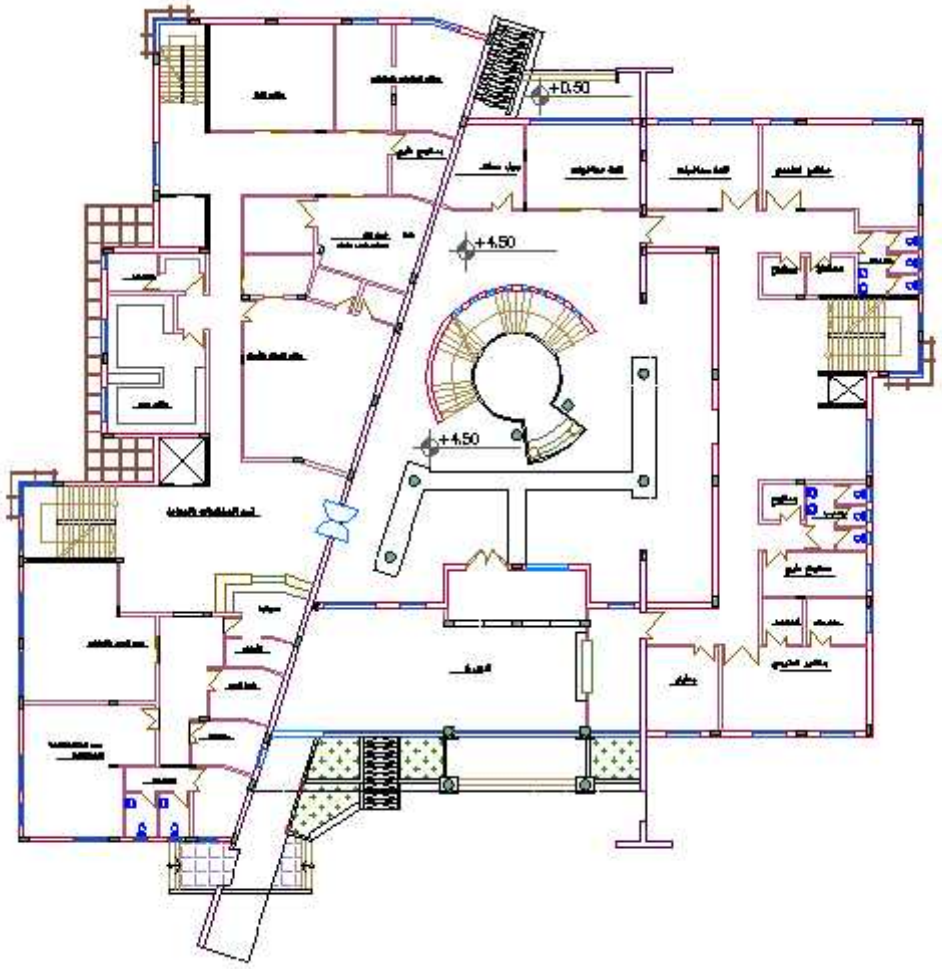
٢-٢-١ الطابق الارضي :



شكل رقم (٢-٢-١): مخطط الطابق الأرضي

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٧٤١م^{٢} تقريبا ، تم استغلال هذا الطابق كمختبرات تعليمية ،مستودعات طبية ،غرف تشريح،وحدة حفظ العينات المستأصلة ، غرفة الاشعة ،مكاتب أطباء التشريح ،قسم الادارة والوحدات الصحية .
وتم تقسيم الفعاليات المختلفة بشكل مناسب من حيث نسبة الفراغات الى الوظيفة المامولة مع مراعات سهولة الحركة وحفظ الخصوصية لبعض الوحدات .

٢-٢-٢ الطابق الاول:

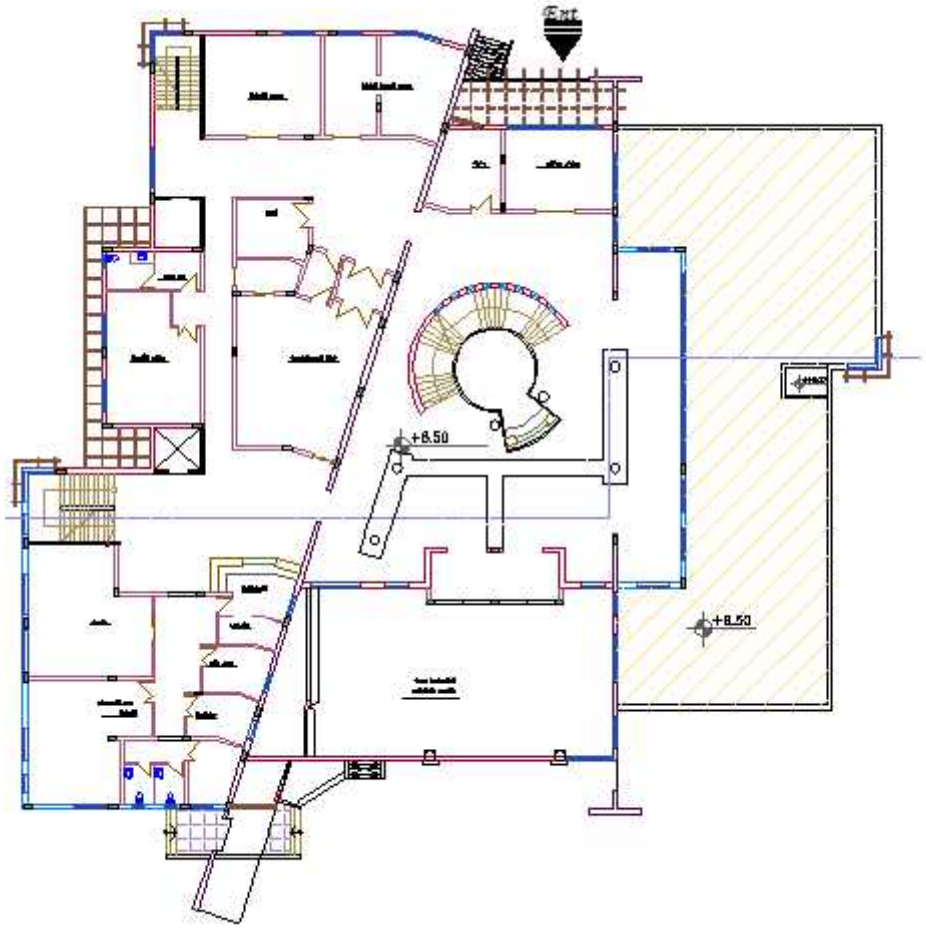


للشكل رقم (٢-٢-٢): مخطط الطابق الأول

تبلغ مساحة الطابق الاول :١٩٠٩م^{٢}

فعاليات الطابق الاول :
تم استغلال مساحات هذا الطابق كمختبرات تعليمية ،مستودع طبي ،قاعات محاضرات ،مختبر منشطات ومخدرات ،محتبر لشعة ، قسم خبراء البصمات والتزييف ،مختبر السوائل والامصال ،مختبر السموم ،قسم المختبرات والمعامل ،قسم ادارة الاتصالات والشؤون الادارية والقانونية ومكاتب المتحريين .

٢-٢-٣ الطابق الثاني:



للشكل رقم(٢-٢-٣) مخطط الطابق الثاني

وتبلغ مساحة هذا الطابق٥٧٥ م^2

وتم استغلال مساحات هذا الطابق كقاعة فيديو كونفرنس ،غرفة التشريح التعليمية ،مختبر الاشعة ،وحدة الجودة الصحية ،مختبر الانسجة ،مختبر البصمة الوراثية ،مختبر الاسلحة ،غرفة الكمبيوتر المركزي (السيرفر)،غرف المدرسين ،الارشيف والادارة.

٢-٣ النواحي المعمارية:

٢-٣-١ الحركة :

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والامان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول الى االمركز الطبي و داخليا بالحركة الافقية والعمودية .

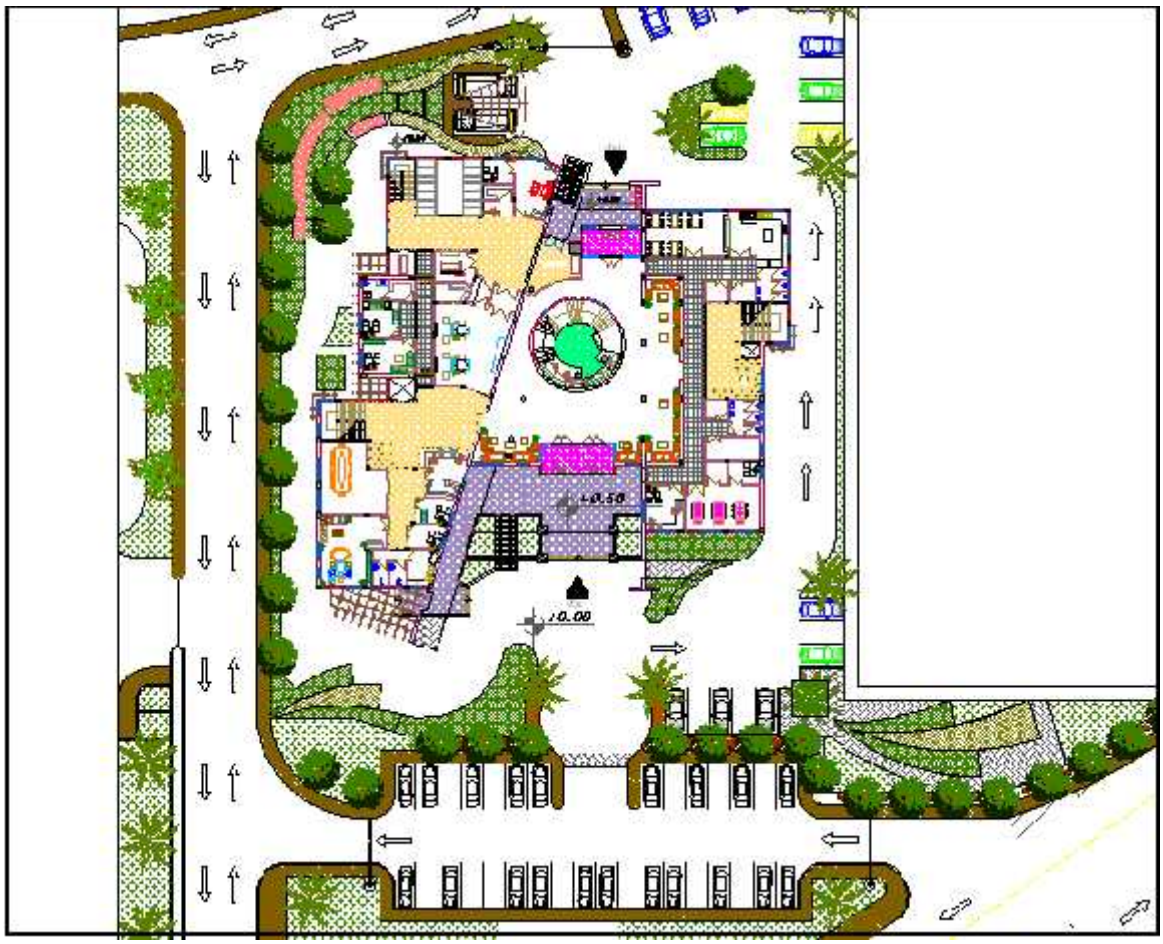
الشكل (٢-٣-١) يوصف سهولة الحركة الخارجية

الشكل رقم (٢-٣-٢) يوصف سهولة الحركة الداخلية

الحركة داخل المركز الطبي:

هي عبارة عن الحركة الافقيه التي تتم من خلال ردهة تتفرع منها ممرات داخل المركز الطبي بشكل سلس ومباشر بناء على اهمية العلاقات بين الفراغات. اما الحركة العمودية في المبنى منفصلة حسب طبيعة هذا القسم وطبيعة الاشخاص العاملين فيه حيث يوجد اكثر من قسم ولكل قسم حركته العمودية المنفصلة حيث ان الادارة لها حركة مفصلة ،الزائرين والطلاب والاطباء لهم حركتهم المنفصلة ، وكذلك قسم الاستعلامات ناهيك عن وجود ثلاثة مصاعد لتسهيل الحركة العمودية في المبنى .

الشكل (٢-٣-٣) يوضح لنا بشكل مفصل كيفية الحركة خارج المبنى من خلال القاء نظرة على الموقع العام .

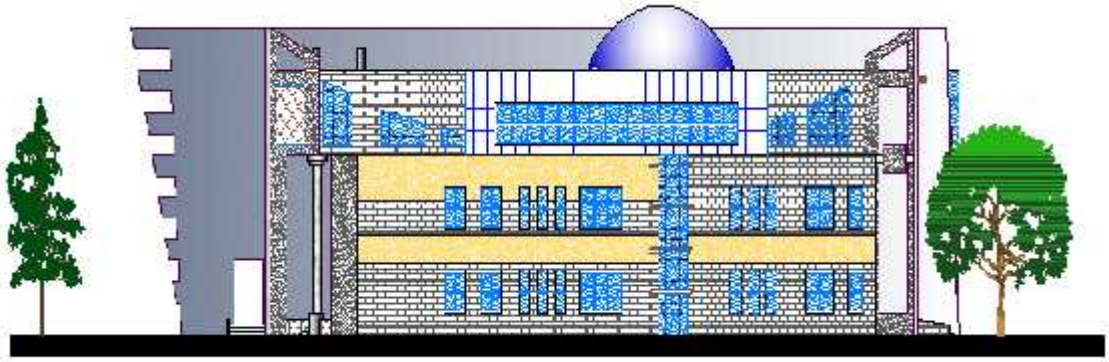


٢-٤ الواجهات:

ان من اهم الصور المعماريه التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصوره المعماريه للمبنى بالاظافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الاتي:-

٢-٤-١ الواجهة الشمالية :

عند النظر الى الواجهة الرئيسية (الجنوبية) تجد الابداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي اضافت طابع جمالي للواجهة .



الشكل رقم(٢-٤-١): الواجهة الشمالية

كما وتتنوع انواع الحجر المستخدمة والوانها،كما تحتوي الواجهة على كتلة دائرية التي تعطي نوع جديد من اشكال المباني.

٢-٤-٢ الواجهة الجنوبية:

عند النظر في الواجهة الجنوبية تشاهد فيها الابداع المعماري الذي يتمثل في تنوع الحجر بالاضافة الى البروز المعماري المميز وهو الجدار الذي يقسم المبنى ...حيث يفصل بين الخدمات داخل المبنى.

الشكل (٢-٤-٢) الواجهة الجنوبية

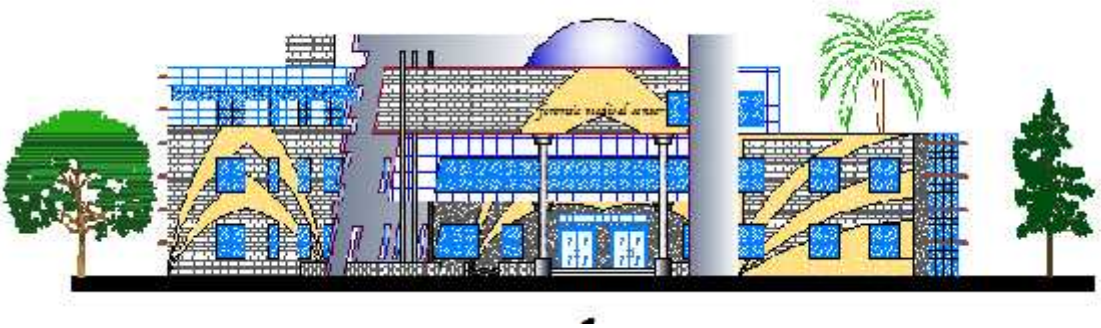
٢-٤-٣ الواجهة الغربية:-

ويظهر في هذه الواجهة جليا الكتل واختلاف المناسيب مما اضفى رونقا جماليا على المظهر المعماري اضافة الى استعمال اكثر من نوع للحجر بالتنسيق مع لون الزجاج الظاهر في الواجهة.

الشكل (٢-٤-٣)الواجهة الغربية

٢-٤-٤ الواجهة الشرقية:

تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى وتتميز بظهور الاعمدة الحجرية التي اضفت منظرا جماليا على المبنى ، اضافة الى استخدام انواع مختلفة من الحجر وبروز نظام الكتل والمناسيب المختلفة .



الشكل رقم (٢-٤-٤): الواجهة الشرقية

الفصل الثالث

الدراسات الإنشائية

٣-١ مقدمة

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٣-١الأحمال

٣-٣-١-١ الأحمال الميتة

٣-٣-١-٢ الأحمال الحية

٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية

٣-٤ العناصر الانشائية المستخدمة

٣-٤-١ القدك

٣-٤-٢ الجسور

٣-٤-٣ الأعمدة

٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص)

٣-٤-٥ الجدران الاستنادية

٣-٤-٦ السلاسل

٣-٤-٧ الأدراج

٣-١ مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبى هذه الافكار والقوانين الهندسيه ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه بحيث تقاوم كافه الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافه هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسيه لهذا المشروع بالاضافه للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٣-٢ هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط لجميع النواحي الهندسيه والانشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost):ويتحقق هذا العامل بالإعتمادعلى نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى
وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٣-١ الاحمال:

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار **للمنشأة، وتقسم** هذه الأحمال الى قسمين :

١- الاحمال الرئيسية (**المباشرة**) :وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال البيئية .

٢- الاحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم **الإنشائي وقد** يكون هذا **الخطأ** فادحا وقد يؤدي الي خسائر بشريه وماديه.

٣-٣-١-١ الاحمال الميته:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (NN/m^3)
١	المونة والبلاط	٢٣
٢	الطمم	١٨
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة $1\ KN/m^2$ **للمقطع.**

٣-٣-١-٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الاوزان:

١. الأجهزة والمعدات.
٢. وزن الأثاث.
٣. القواطع المتحركة .
٤. واهم ما يمثلها الاشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشاة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

جدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	مواقف السيارات	٥
٢	المخازن	٥
٣	الأدراج	٥
٤	السقوف	٢
٥	المطاعم	٥
٦	المكاتب	٢.٥
٧	المستشفيات	٥

٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية:

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١- **الرياح:** عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا

كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

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

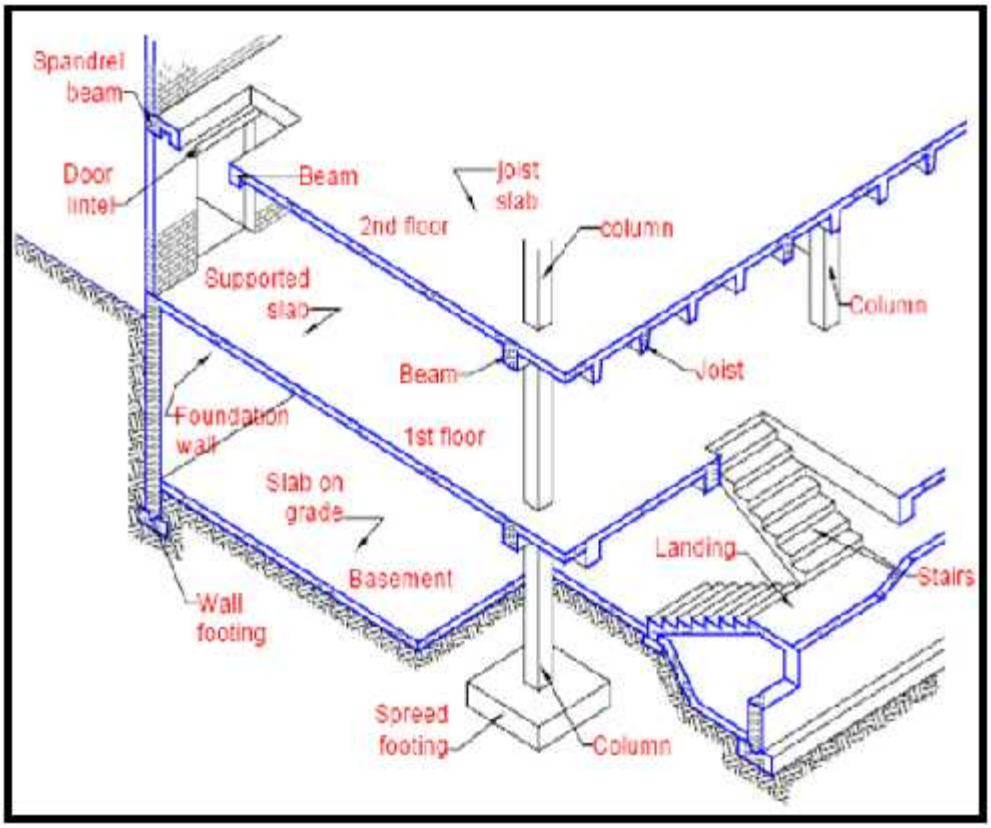
- الوزن النوعي للثلج .
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

٣- **الزلازل:** أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الاحمال لذى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

٣-٤ العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ ع سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم(٣-١): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

٣-٤-١ المقدمة:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع والى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

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

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

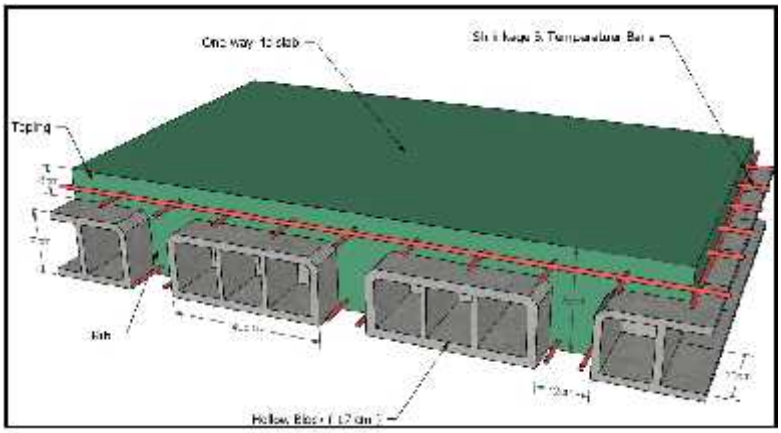
١) **العقدات المصمتة** (Solid Slabs).
٢) **عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد** (One way ribbed slab) .
٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

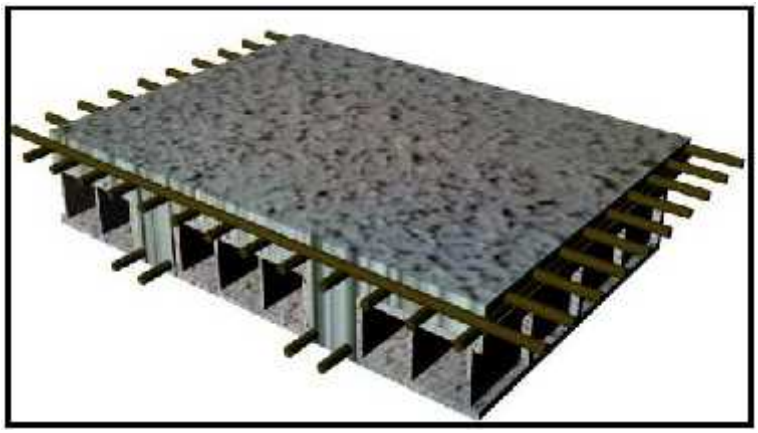
٣-٤-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: **بلاطات مصمتة** ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

٣-٤-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة حتى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.

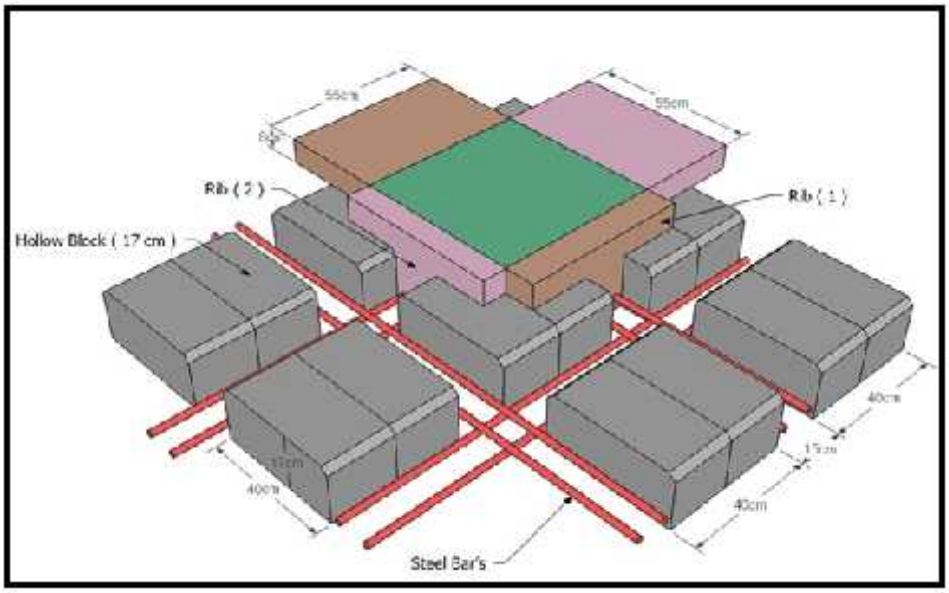




الشكل رقم(٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣-٤-١-٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

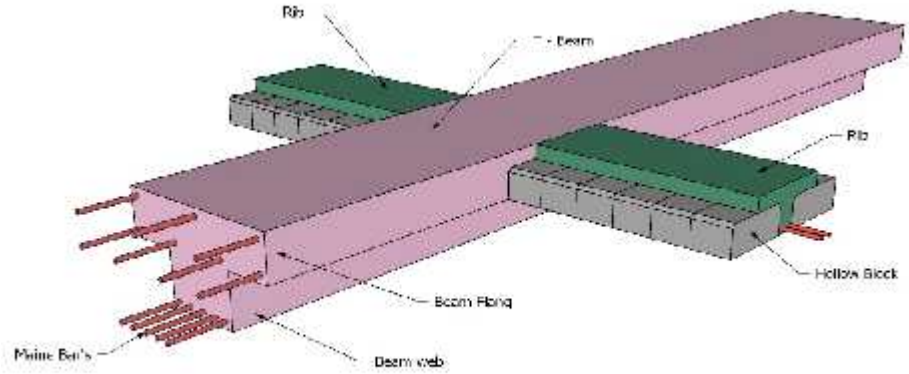
والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.

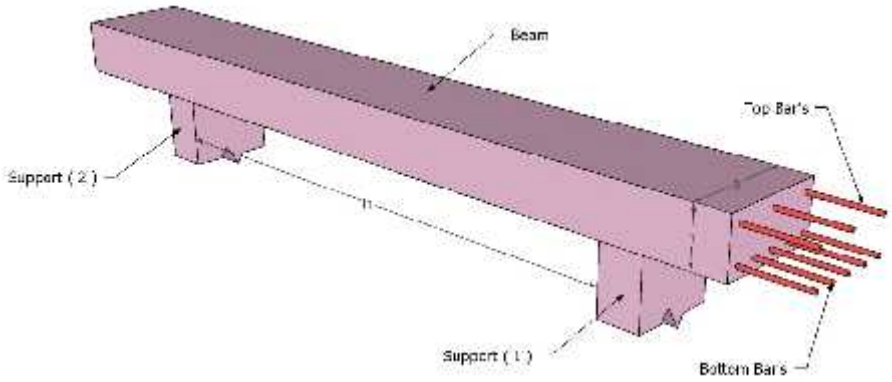


الشكل رقم(٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-٤-٢ الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** _ أي مخفية داخل العقدات _ **والجسور الساقطة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الكبيرة ، **فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون** من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.

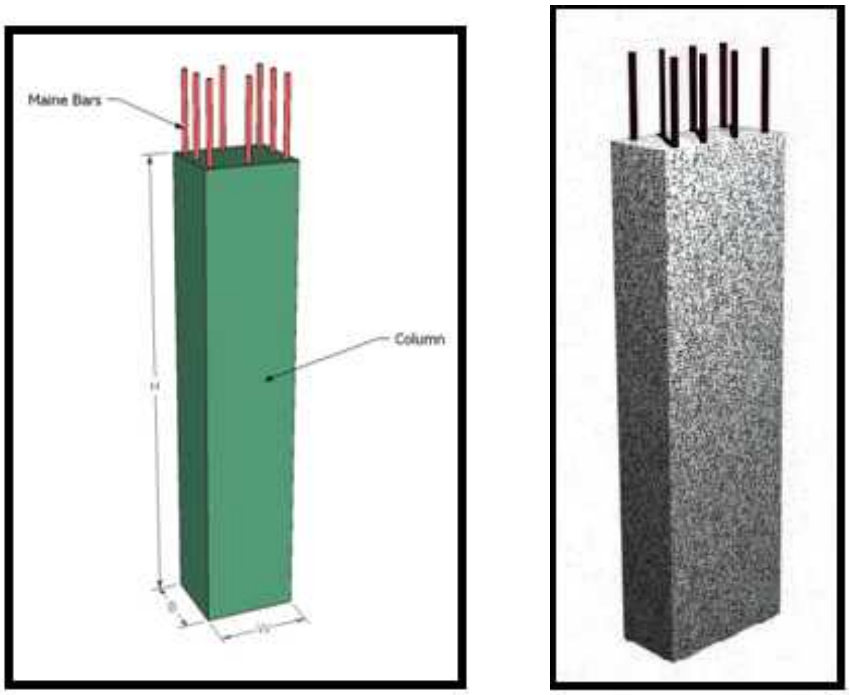




الشكل رقم(٣-٤): أشكال الجسور.

٣-٤-٣ الأعمدة:

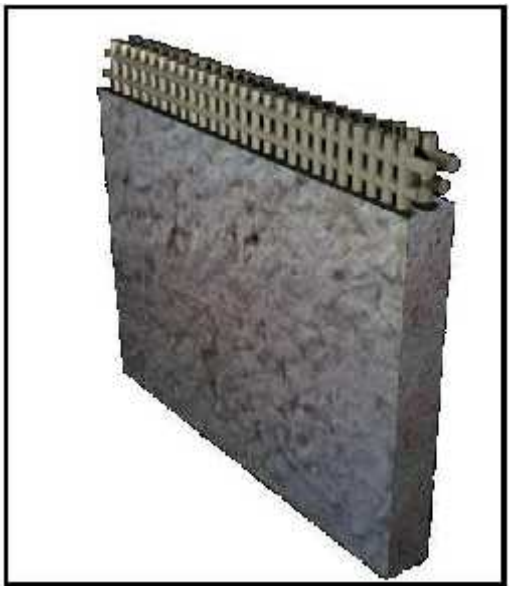
تعتبر **الأعمدة العضر** الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي **ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى**. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر ويبين الشكل (5-3)**عدد من مقاطع الأعمدة**.

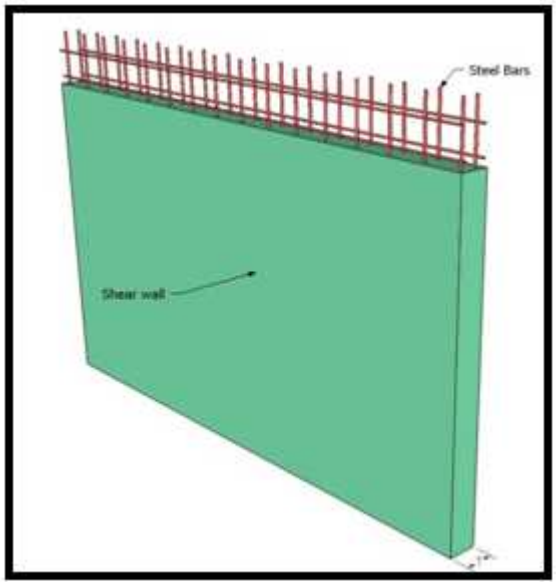


الشكل رقم(٣-٥): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران **القص** (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج ، **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 .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



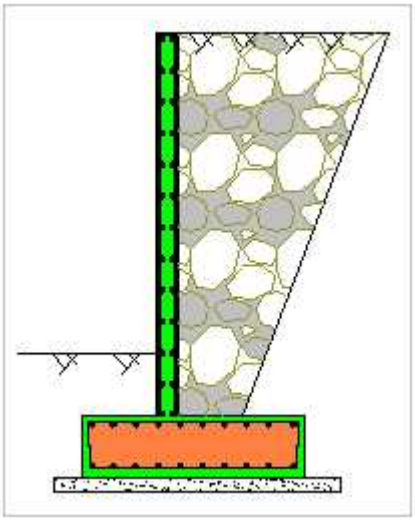


للشكل رقم(٣-٦): جدار القص.

٣-٤-٥ الجدران الاستنادية :

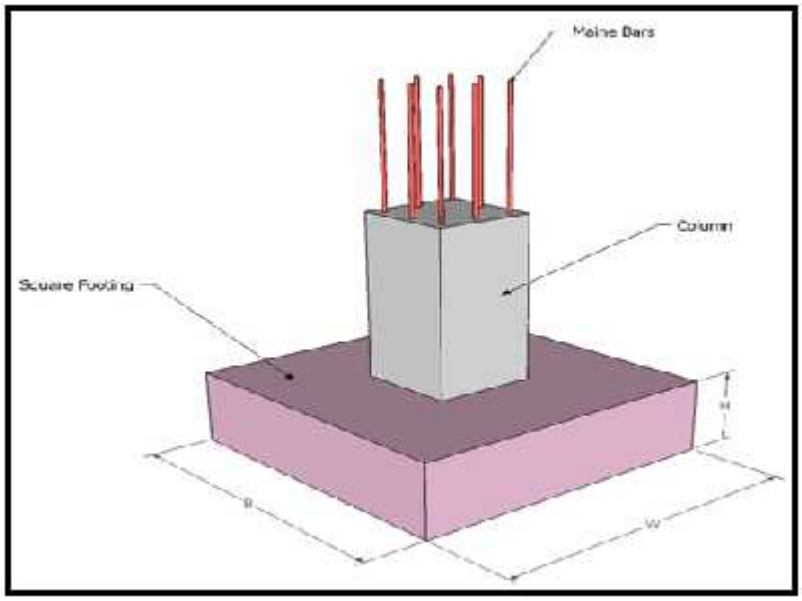
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض .

لاحظ للشكل(٣-٧).



للشكل(٣-٧).جدار لستنادي

٣-٤-٦ الأساسات:



الشكل رقم(٣-٨)

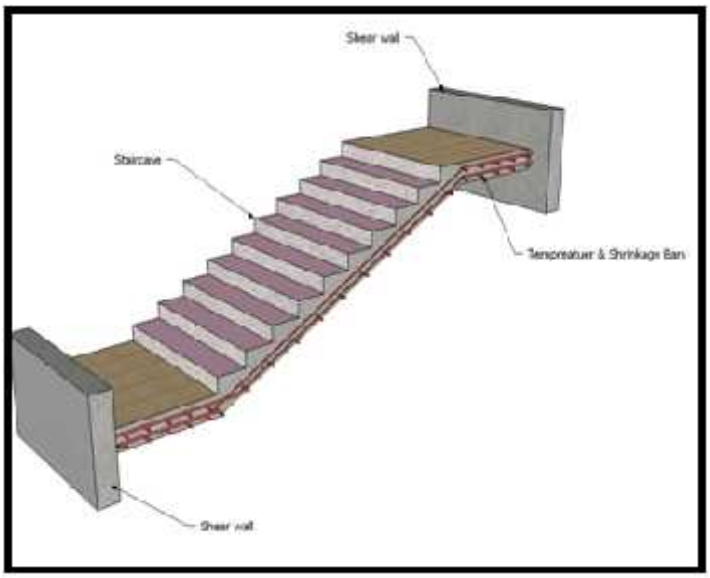
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا **للأحمال** الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٣-٤-٧ الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب.

وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم(٣-٩): تسليح الأدراج.

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (1) in the ground floor slab.

4 – 7 Design of Two Way Rib Slab.

4 – 8 Design of Beam (1) in the Ground floor slab.

4 – 9 Design of long Column (2).

4 – 10 Design of short Column (77).

4 – 11 Design of one way solid slab.

4 – 12 Design of stair.

4 – 13 Design of Isolated Footing .

4 – 14 Design of shear wall.

4.1: Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

4 .2 : Factored Loads.

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L.L \qquad ACI - 318 - 05$$

4.3 Determination of Thickness:

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):

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.20}{18.5} = 0.335\ m \qquad \textit{ACI-318-05}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{6.25}{21} = 0.30\ m$$

4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

$$Ib = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.8(0.35)^3}{12} = 0.00311$$

$$Irib = \frac{0.52(0.09355)^3}{3} - \frac{0.4(0.01355)^3}{3} + \frac{0.12(0.26645)^3}{3} = 0.008989$$

$$Is_1 = \frac{0.008989}{0.52} \times 7.625 = 0.01318$$

$$\sim_1 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.01318} = 0.2359$$

$$Is_2 = \frac{0.008989}{0.52} \times 7.15 = 0.0124$$

$$\sim_2 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.0124} = 0.25$$

$$Is3 = \frac{0.008989}{0.52} \times 5.5 = 0.009507$$

$$\sim 3 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.009507} = 0.327$$

$$Is4 = \frac{0.008989}{0.52} \times 9.4 = 0.01624$$

$$\sim 4 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.01624} = 0.19139$$

$$\sim_{fm} = 0.25$$

$$0.2 < \sim_{fm} < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ \ (\sim_{fm} - 0.2)}$$

$$= \frac{9.7}{7.15} = 1.3566$$

$$\frac{9.7(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.3566(0.25 - 0.2)} = \frac{10.67}{36.339} = 0.2936\ m$$

Select h = 35 >33.5 cm .

Select h = 25 cm for Two solid slab .

4.4:Load Calculation:

4.4.1: 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:

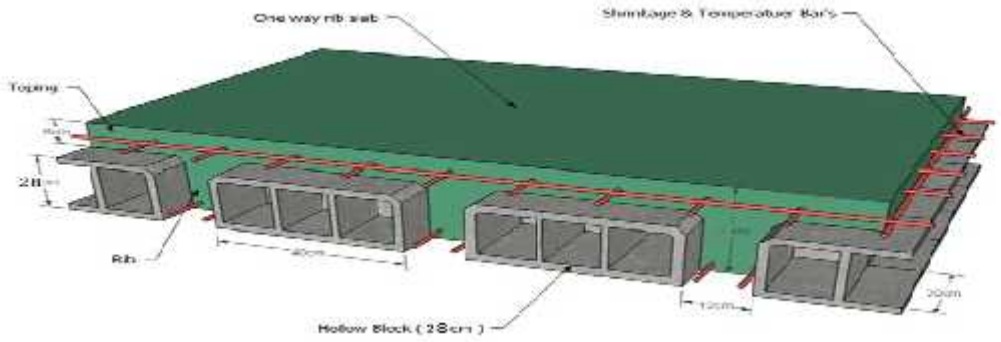


Fig. (4-1) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.28*25 = 0.84 KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m		
3	Plaster	0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m		
4	Block	0.28*0.4*9 = 1.008 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*0. 52*16 = 0.5824 KN/m		
6	Tile	0.03*0. 52*23 = 0.3588 KN/m		
7	Mortar	0.02*0. 52*22 = 0.2288 KN/m		
8	partition	1*.52 = 0.52 KN/m		
			4.8	KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.3588 + 0.2288 + 0.5824 + 1.04 + 1.008 + 0.84+0.52+0.2288 = 4.8KN/m of rib

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib

4.4.2: Two-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:

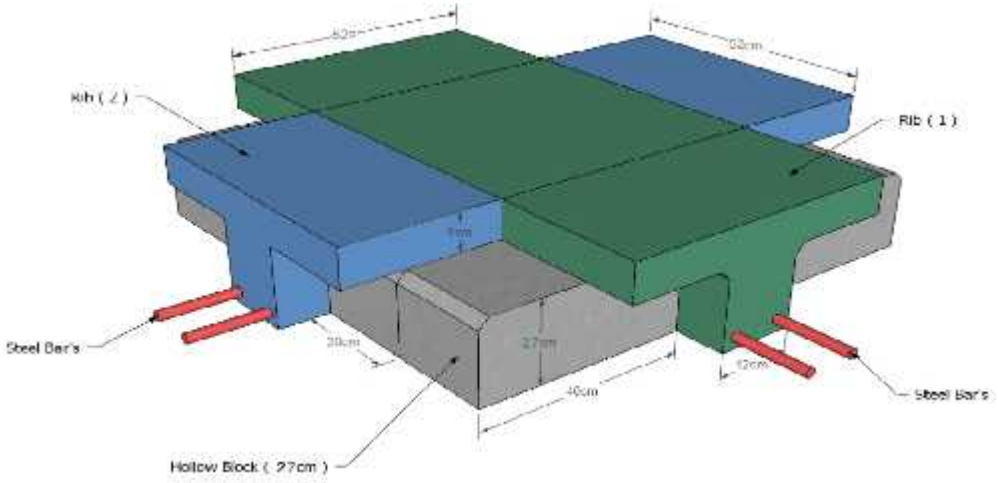


Fig. (4-2) Two way rib slab

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

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

Dead load:

Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 0.52 \times 23$	= 0.186576 kN/ rib
Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 0.52 \times 22$	= 0.118976 KN/ rib
Coarse Sand fill	$0.07 \times 0.52 \times 0.52 \times 16$	=0.3028 KN/ rib
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 0.52 \times 25$	= 0.5408kN/rib
Concrete Rib	$0.25 \times (0.4+0.52) \times 0.12 \times 25$	=0.7728 kN/ rib
Block	$0.28 \times 0.4 \times 0.4 \times 9$	= 0.0.4032 kN/ rib
Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 0.52 \times 22$	= 0.118976 kN/ rib
partition	$0.52 \times 0.52 \times 1$	= 0.2704

Nominal Total Dead Load = 2.714 kN/rib

WuD=$1.2 \times 2.714/(0.52)^2$ =12.048KN

WuL =$1.6 \times 5 = 8$ kN/m^2

4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for Ribbed Slab:

Dead load = (0.66+0.44+1.12+2+1)= 5.22 KN/m

Wu = (1.2 * 5.22) + (1.6 * 5)
= 14.3 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 14.3 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

$$Mu = \frac{14.3 * 0.4^2}{12} = 0.191 \text{ KN.m}$$

$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa)$ *ACI-318-05*

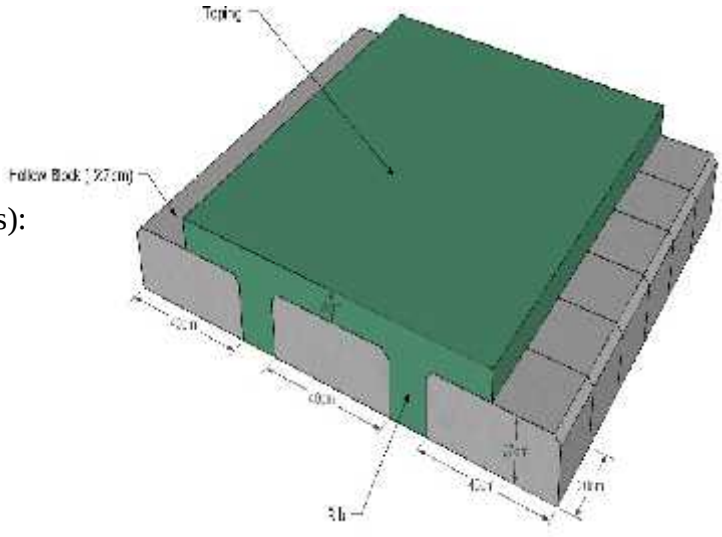


Fig. (4-3) Toping of slab

$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.057\ MPa$

$= 2.057 * 1000 = 2057.57\ KN/m^2$

Mn = fr * s

$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\ m^3$

Mn = 2057.57* 1.06×10^{-3} = 2.181 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.181= 1.19956 KN.m

Φ Mn = 1.19956 KN.m > Mu = 0.191 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-318-05*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2

Use Φ 8 @ 25 cm

4.6 Design of Rib (1):

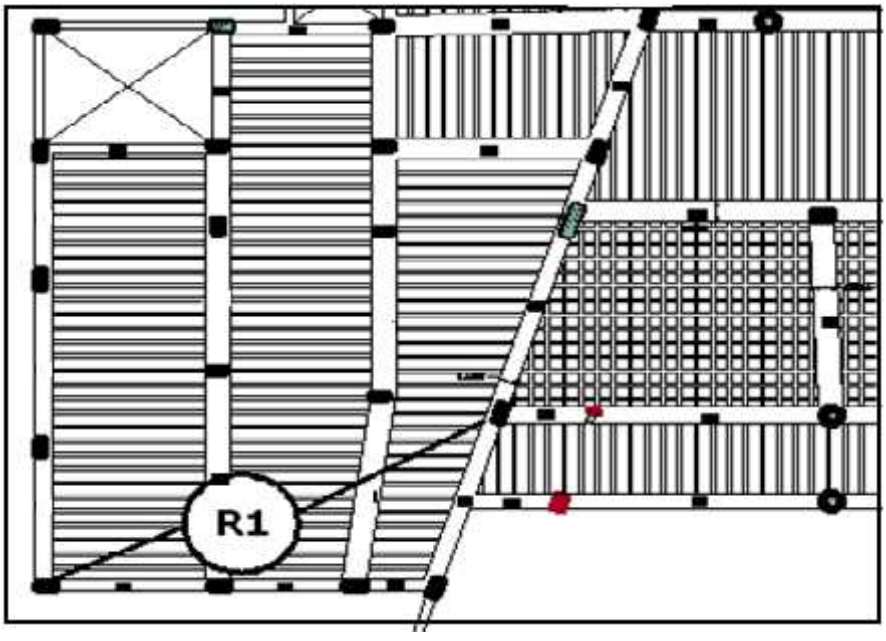


Fig.(4-4) Rib location

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

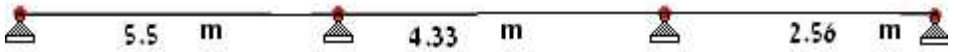


Fig. (4 - 5) Spans length of rib (1).

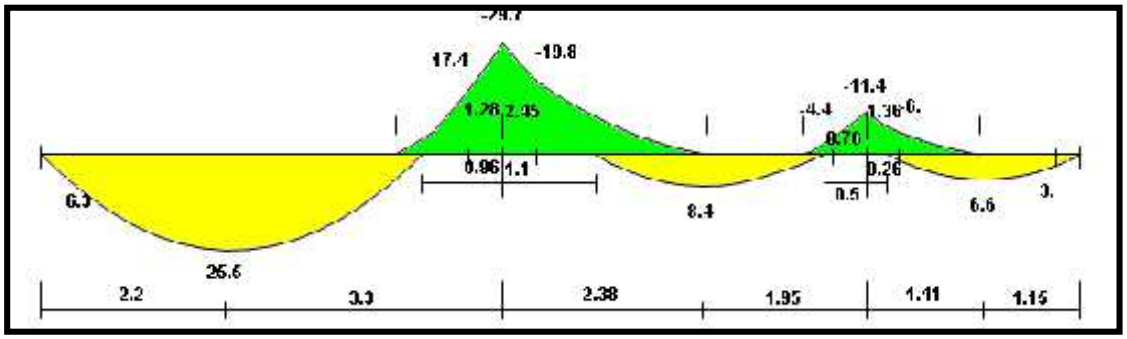


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (1)-(KN.m).

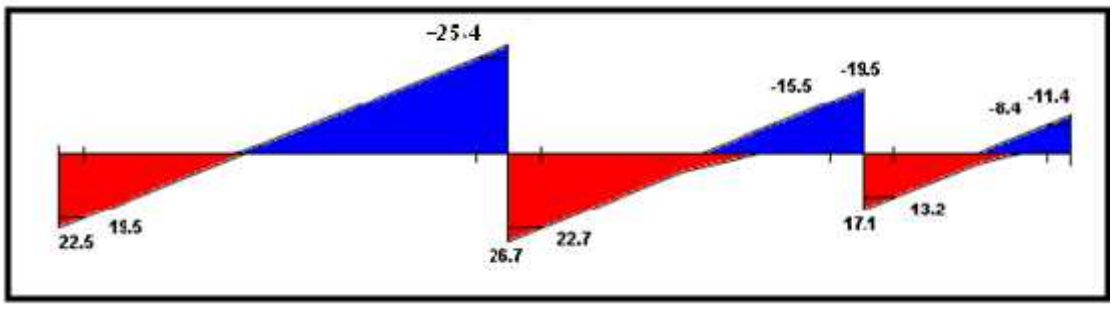


Fig. (4 - 7) Shear diagram for rib (1)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment :

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-05*

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

b_E = 2.56 / 4 = 64 cm

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

b_E = 52 ..... control

» Use M_u max positive for span = 25.5 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

d = 350 – 20 – 10 – 6 = 0.314 m

Φ Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.314-0.08/2)=209.274 KN.m

Φ Mn = 209.274 KN.m > M_u = 25.5 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318* -05

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

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

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

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.588$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(25.5/0.9)*(10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.5526$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.588*0.5526}{420}}\right) = 0.001334$$

A_s = 0.001334(520) (314) = 217.821 mm^2 > A_s min = 109.877 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 217.821/113 = 1.927 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2 > 217.821 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.948mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{8.948}{0.85} = 10.53\ mm$$

$$£_s = \frac{0.314 - 0.01052}{0.01052} \times 0.003 = 0.0865$$

$$£_s = 0.0865 > 0.005$$

Ok…….

» Use M_u max positive for span = 8.4 kN.m

Φ Mn = 209.274 KN.m > M_u = 8.4 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 -05*

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877mm^2$$

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

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

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.588$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(8.4/0.9)*(10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.182$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*0.182}{420}}\right) = 0.000435$$

A_s = 0.001(520) (314) = 163.28 mm^2 > $A_{s\ min}$ = 109.877 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 163.28/113 =1.44 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As $_{(provide)}$ =226 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.948mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{8.948}{0.85} = 10.53\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.314 - 0.01052}{0.01052} \times 0.003 = 0.0865$$

$\varepsilon_s = 0.0865 > 0.005$

Ok…….

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 1):

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = 19.8 kN.m

m = 20.588

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.8/0.9*(10)^{-3}}{(0.12)(0.314)^2} = 1.86$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.86}{420}}\right) = 0.00465$$

A_s = 0.00465(120) (314) =175.26 mm^2 > $A_{s\ min}$ = 109.877 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 166.5/113 = 1.55 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total As $_{(provide)}$ = 226 **mm^2**

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.314 - 0.0456}{0.0456} \times 0.003 = 0.01765$$

$$\varepsilon_s = 0.01765 > 0.005$$

Ok…….

Mu = 4.4 kN.m

m = 20.588

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.4 / 0.9 * (10)^{-3}}{(0.12)(0.314)^2} = 0.4132$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.4132}{420}}\right) = 0.00099$$

A_s = 0.001(120) (314) =37.68 mm^2 < A_s min = 109.877 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 109.877/113 =0.97 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total As $_{(provide)}$ = 226 **mm^2**

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.774mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.314 - 0.0456}{0.0456} \times 0.003 = 0.01765$$

$$\varepsilon_s = 0.01765 > 0.005$$

Ok…….

4.2.3 Design of shear for rib (1):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 25.4 kN

Use Φ8 with two legs

$Av = 2 \times 50 = 100$ mm2

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

$$\Phi Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.314 * 1000$$

= 23.1 kN

$Vu > \frac{1}{2}\Phi Vc$……..not control

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$$1.1*11.54 \le 25.4 \le 1.1*23.1$$

$12.69 \le 25.4 \le 25.4$

$\Phi V_c > V_u$ ……. control

Select Φ8 @ 25 cm c/c for practical purposes

4.7 : Design of two way ribbed slab:

Nominal Total Dead Load = 2.714 kN/rib

WuD=1.2×2.714/$(0.52)^2$ =12.048KN/m^2

WuL =1.6 × 5 = 8 kN/m^2

4.7.1 : find Vu on rib :

$$Vud = (3.4 - 0.32) \times (12.048 + 8) \times 0.52 = 32.1102 KN / rib$$

$$Vu = (3.4 - 1) \times (12.048 + 8) \times 0.52 = 25.02 KN / rib$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 0.12 \times 0.320 \times 1000 = 23.515 KN$$

$1.1¤Vc = 25.866$ KN

$$¤Vs\min = \frac{¤}{3} bw \times d \geq \frac{¤}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$¤Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .286 \times 1000 = 8.58$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.286 \times 1000 = 7.88$$

$$item : 3$$

$$¤Vc < Vu \leq ¤Vc + ¤Vs\min$$

$$25.866 < 32.11 \leq 34.44$$

$$s \leq 600 \leq d / 2 \cdots 286 / 2 = 143mm$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times fyt}$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times 0.12}{3 \times 420} \geq \frac{\sqrt{24}}{16 \times 420} \times 0.12$$

$$\frac{Av}{s} \geq 0.0000952 \geq 0.0000875$$

$$\frac{Av}{s} = 0.0000952$$

$$s = \frac{2 \times 50 * 10^{-6}}{0.0000952} = 1.05$$

Use 2 n 8 @ 15 cm c/c for 1m. and then use n 8 @20 cm for middle space .

4.7.2 : Design for the negative moment:

Ma-ve=0.071×(12.048+8)×6.8 ^{2}×0.52=34.22 KN.m

Ma-ve=0.029×(12.048+8)×8.4 ^{2}×0.52=21.33 KN.m

Maximum moment is M-ve=34.22KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.03422 / 0.9)}{0.12 \times (0.31)^2} = 3.297MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 3.297}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.0086$$

$$As = 0.0086\times 120\times 310$$

$$As = 320.43\,mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \geq 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-318-05)$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(120)(310) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(120)(310)$$

As_{min} =124mm^2 > 108.477 mm^2

Use bars with Φ 14

As =320.43/154=2 bar Φ 14

- Check for strain

T = C

$$As\times fy = 0.85\times f_c\times b\times a$$

$$308\times 420 = 0.85\times 24\times 120\times a$$

$$a = 52.843mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{52.843}{0.85} = 62.17\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.310-0.0621}{0.0621}\times 0.003 = 0.012$$

$$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.7.3 : Design for positive moment :

Ma+ve=[Cadl.W.La^2]

Ma+ve=[0.039×12.048×6.8 ^{2}+0.048×8×6.8^2]×0.52= 20.53 KN.m

Ma+ve=[0.016×12.048×8.4 ^{2}+0.02×8×8.4^2]×0.52=12.94KN.m

Maximum moment is Ma+ve=20.53KN.m

Check 2 Φ 12 for positive moment:

d = 350 – 20 – 8 – 12 = 310 mm

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.947mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{8.947}{0.85} = 10.527\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.310 - 0.0105}{0.0105} \times 0.003 = 0.0856$$

$$\varepsilon_s = 0.0856 > 0.005$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 2* 113 * 10^{-6} *420 *(0.310 – 0.008947/2) *1000=29 KN.m

Φ Mn = 29 > Mu = 20.53

Ok …

Check 2 Φ 14 for negative moment:

d = 350 – 20 – 8 – 14 = 308 mm

Tension = Compression

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

$$308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.84mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{52.84}{0.85} = 62.168\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.308 - 0.062}{0.062} \times 0.003 = 0.0119$$

$$\varepsilon_s = 0.0119 > 0.005$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 2* 154 * 10^{-6} *420 *(0.308 – 0.05284/2) *1000=36.425 KN.m

Φ Mn = 36.425 > Mu = 34.22

Ok …

4.8 : Design Of flexure for beam:-

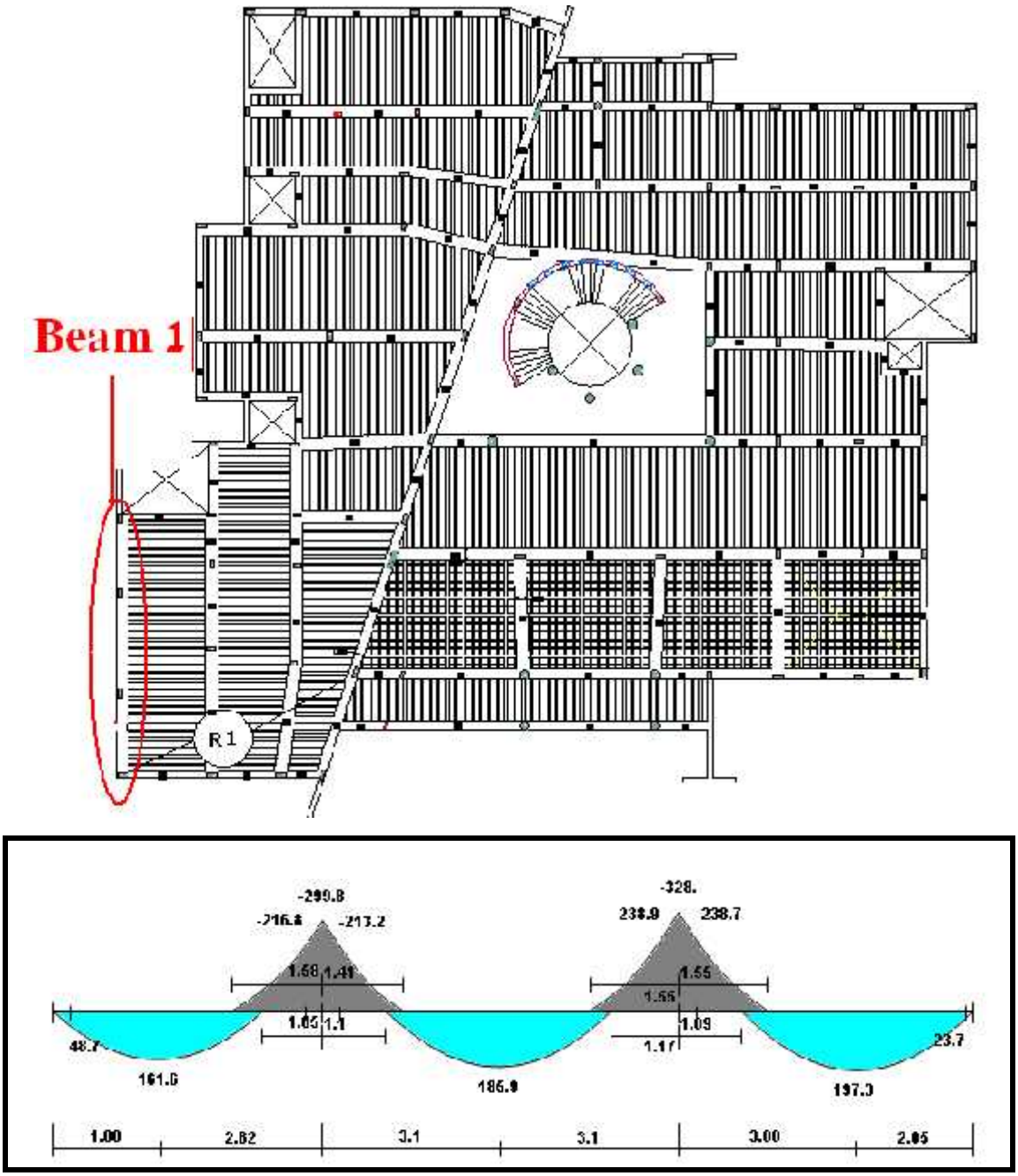


Fig. (4 - 8) Moment diagram for Beam (1)-(KN.m).

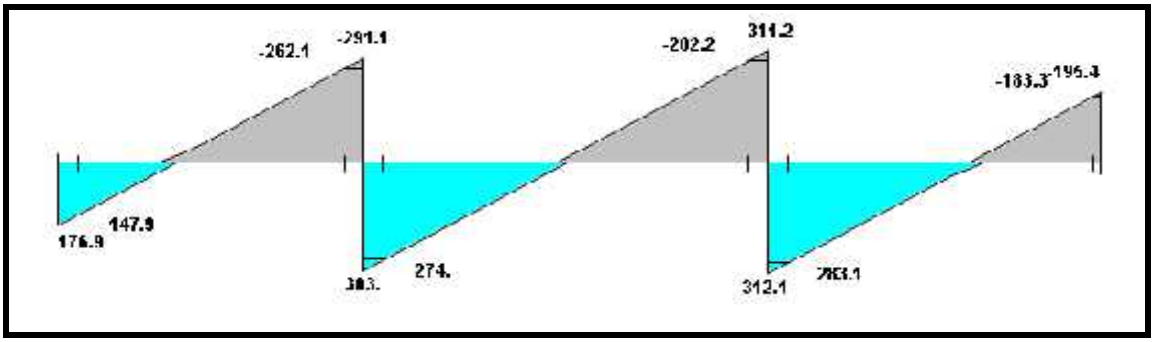


Fig. (4 - 9) Shear digram for Beam (1)-(KN.m).

4.8.1: Design of positive moment :

$$C_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 300 = 128.57 mm$$

$$a_{\max} = 0.864 \times C_{\max} = 0.864 \times 128.57 = 109.28 mm$$

$$Mn_{\max} = 0.85 \times fc' \times 0.6 \times 0.10928 \times (0.3 - \frac{0.10928}{2}) * 1000 = 328.19 kN.m$$

$$\Phi \ Mn_{\max} = 0.82 \times 328.19 = 269.116 > 197.3 \ kN.m$$

** Design as singly .

.....

Take Mu = 197.3 $kN.m$ …… from Atir program

.

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{197.3/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2} = 4.06 \text{ Mpa}$$

$$\text{m} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.588} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(4.06)}{420}}) = 0.01088$$

As = 0.01088 (600) (300) = 1959.6 mm^2 .

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \longrightarrow (ACI - 318 - 05)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (600)(300) \geq \frac{1.4}{420} (600)(300)$$

$As_{\min} = 524.89 < 600 \longrightarrow$ *The l* arg *est is control* .

$As_{\min} = 600mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1959.6}{254} = 7.7$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 8 Φ 18 mm. Total As= 2032 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2032 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 69.725mm$

$c = \frac{a}{0.85} = \frac{69.725}{0.85} = 82.029\ mm$

$£_s = \frac{0.300 - 0.082}{0.082} \times 0.003 = 0.00797$

$£_s = 0.00797 > 0.005$

Mu = 185.9 *kN.m*

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{185.9 / 0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2}$ = 3.82 Mpa

m= $\frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.588

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.588}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.588)(3.82)}{420}}$) = 0.010

As = 0.01 (600) (300) = 1828.3 mm^2 .

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 318 - 05)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(300) \geq \frac{1.4}{420}(600)(300)$

$As_{\min} = 524.89 < 600 \longrightarrow$ *The l* arg *est is control* .

$As_{\min} = 600mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1828.3}{254} = 7.2$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 8 Φ 18 mm. Total As= 2032 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2032 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 69.725mm$

$c = \frac{a}{0.85} = \frac{69.725}{0.85} = 82.03\ mm$

$£_s = \frac{0.300 - 0.082}{0.082} \times 0.003 = 0.008$

$£_s = 0.008 > 0.005$

Mu = 161.6 *kN.m*

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{161.6 / 0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2}$ = 3.325 Mpa

m= $\frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.588

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.588}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.588)(3.325)}{420}}$) = 0.00869

As = 0.00869 (600) (300) = 1565.08 mm^2 .

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(300) \geq \frac{1.4}{420}(600)(300)$

$As_{\min} = 524.89 < 600 \longrightarrow$ *The l* arg *est is control* .

$As_{\min} = 600mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1565.08}{254} = 7$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 7 Φ 18 mm. Total As= 1778 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1778 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 61mm$

$c = \frac{a}{0.85} = \frac{61}{0.85} = 71.77\ mm$

$£_s = \frac{0.300 - 0.07177}{0.07177} \times 0.003 = 0.0954$

$£_s = 0.0954 > 0.005$

4.8.2 : For the negative moments (238.9) KN.m

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{238.9 / 0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2}$ = 4.91 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.588}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(20.588)(4.91)}{420}}$) = 0.01359

As = 0.01359 (600) (300) = 2446.6 mm^2 > $As_{\min} = 600mm^2$.

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{2446.6}{254} = 9.6$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select Top bars 10 Φ 18 mm. Total As= 2540 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2540 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 87.1568mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{87.1568}{0.85} = 102.54\ mm$$

$$£_s = \frac{0.300 - 0.1025}{0.1025} \times 0.003 = 0.00578$$

$£_s = 0.00578 > 0.005$

Mu = 216.8 $kN.m$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{216.8 / 0.9 \times 10^{-3}}{600 \times (300)^2} = 4.46 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(4.46)}{420}}\right) = 0.01213$$

As = 0.01213 (600) (300) = 2184.28 mm^2 > $As_{\min} = 600mm^2$.

$$\text{\# Of bars} = \frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{2184.28}{254} = 8.59$$

Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 9 Φ 18 mm. Total As= 2286 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2286 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 78.44mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{78.44}{0.85} = 92.28\ mm$$

$$£_s = \frac{0.300 - 0.0922}{0.0922} \times 0.003 = 0.00676$$

$£_s = 0.00676 > 0.005$

4.8.3 Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu $_{\text{critical}}$ = 283.1 kN

Use Φ8 with 4 legs

Av = 4×50 = 200 mm2

$$\Phi\ \text{Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_\text{w} \times \text{d}$$

$$\Phi\ \text{Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = \ 110.227\ \text{KN}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75\,(\frac{1}{3}) \times \text{bw} \times \text{d} \geq \frac{0.75}{16}\sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75\,(\frac{1}{3}) \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16}\sqrt{24} \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3$$

$\Phi Vs_{\min} \geq 45.5kN \geq 41.33kN$

$\Phi Vs_{\min} = 45.5kN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 110.227 + 45.5 = 155.727\,kN$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = 220.45KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d = 123.23 + 246.47 = 369.7 > Vu$$

All Vud Are within item 4 …… So ..

Vu = 283.1 kN .

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 282.2 - 110.227 = 171.973kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 200 \times 420 \times 300}{171.973} = 11cm.$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Select Φ 8 @ 10 cm c /c (4 leg)

Vu $_{\text{critical}}$ = 262.1 kN

Use Φ8 with 4 legs

Av = 4×50 = 200 mm2

$$\Phi \text{ Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_{\text{w}} \times \text{d}$$

$$\Phi \text{ Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = \text{ 110.227 KN}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times \text{bw} \times \text{d} \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 45.5kN \geq 41.335kN$$

$$\Phi Vs_{\min} = 45.5kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 110.227 + 45.5 = 151.56kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = 220.45KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d = 110.227 + 220.45 = 330.68 > Vu$$

All Vud Are within item 4 ……

Vu = 262.1 kN .

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$
$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 262.1 - 110.227 = 151.873kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 200 \times 420 \times 300}{151.873} = 12.50cm.$$
$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Select Φ 8 @ 12.5 cm c /c (4 leg)

4.9 : Design of long column(C2) :

4.9.1 Load Calculation:

$$p_u = 1900KN$$
$$p_{n\,req} = \frac{1900}{0.65} = 2923KN$$
$$Use° = °g = 1.6\%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85fc')\}$$
$$2.923 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$
$$Ag = 0.1363m^2$$

Use 0.3×0.6 cm with Ag = 0.18m² > Agreq = 0.1363m²

4.9.2 Check Slenderness Effect:

- **In 0.6 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.7 m
M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.7}{0.3\times 0.6} = 20.55 < 22$$

$$\therefore \textit{short Coloumn in } 0.6m : \textit{dirction}$$

- **In 0.3 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.7 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.7}{0.3\times 0.3} = 41.11 < 22$$

$$\therefore \textit{long Coloumn in } 0.3m : \textit{dirction}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{..... .....}[ACI\,318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(496)}{1900} = 0.313$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.3^3}{12} = 0.00135\, m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.00135}{1+0.313} = 9.57\, MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 9.57}{(1.0\times 3.7)^2} = 6.892 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318 - 05 (Eq .10 - 16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 05 (10 .10 .6 .4)}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\,P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318 - 05 (Eq . 10 - 12)}$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1900}{0.75 \times 6892}} = 1.58 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 \times 1.58 = 0.03792$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03792}{0.3} = 0.1264$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1899.96}{0.6 * 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.530 \quad Ksi$$

$$° _g = 0.01$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.01 \times 600 \times 300 = 3600\,mm^2 ‘$$

$$\therefore use 12¤14$$

4.9.3 Design of the Reinforcement:

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\ cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \leq least .\dim . = 25\ cm$$

$$Use ¤10 @ 25\ cm$$

4 – 10 Design of short Column (77).

4.10.1 Load Calculation:

Pu = 5000 KN

Pn = 5000 /(0.65) =7692.3 KN

$°g = 0.016$

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

$7692.3 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24(1 - 0.016) + 0.016 * 420]$

$Ag = 0.3588 m^2$

Try 0.7*0.6 cm with Ag = 0.42m^2

4.10.2 Check Slenderness Effect:

Lu = 3.7 m

M1&M2 =1

K=1

- **In 0.6 m-Dirction**

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

$$\frac{1 * 3.7}{0.3 * 0.6} = 20.55 < 22$$

$\therefore$ *short Coloumn*

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

$7692.3 * 10^{-3} = 0.8 * 0.42[0.85 * 24(1 - °g) + °g * 420]$

$°g = 0.00624$

$A_s = ° * A_g = 0.01 * 700 * 600 = 4200 mm^2$

$\therefore$ *Select* 17¤18

4.9.3 Design of the Reinforcement:

$S \le 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \le 48$dt (tie bar diameter).

$S \le$ Least dimension.

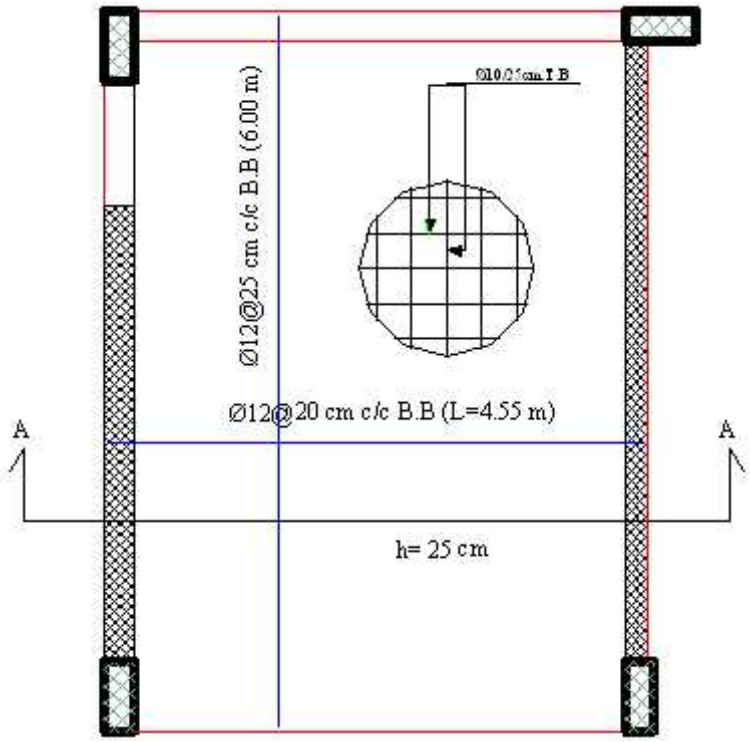
$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 18 = 288\ cm$

$spacing \le 48 \times d_t = 48 \times 10 = 480\ cm$

$spacing \le least.\dim. = 60\ cm$

Use¤10@25 *cm*

4 – 11 Design of one way solid slab for stair.



4.11.1 Determination of Loads:

h_{min} for one way solid slab = L/20

h_{min} = 4.5/20 = 0.225 m .

Take h= 25 cm .

$D.L = 0.25 * 25 = 6.25 kN / m^2$

From TANK L.L $= 10\, kN / m^2$

$qu = 1.2 * 6.25 + 1.6 * 10 = 23.5 KN / m^2$

For $1m$ *Strip in X direction* $qu = 23.5 KN / m$

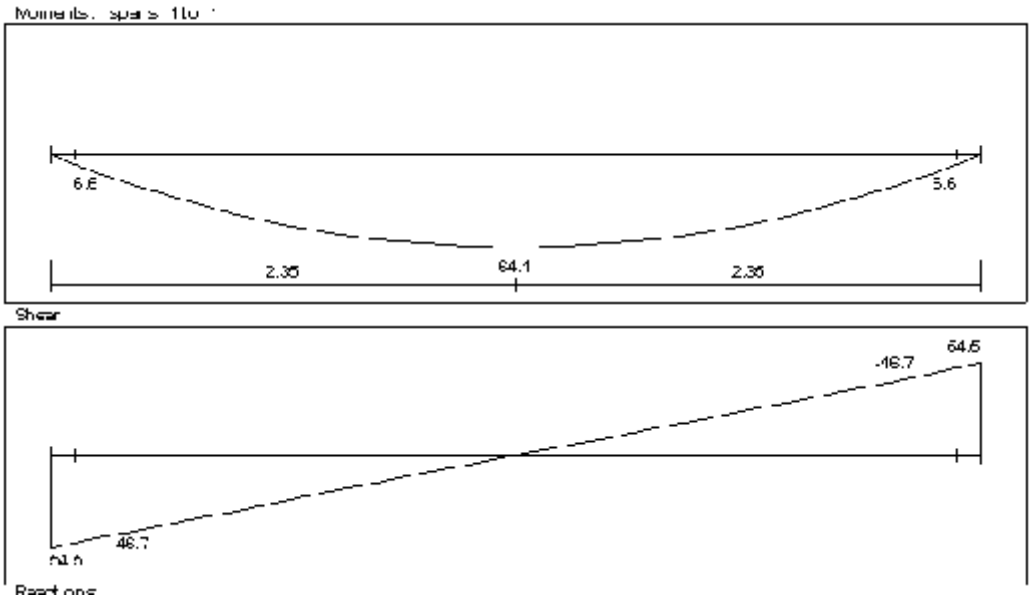


Fig . (4-10). moment and shear diagram from Atir (BEAMD)

4.11.2 Design of Shear:

d = 250 – 20 – 6 =224 mm

$\phi * Vc \geq Vn$

$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.224 * 1000 = 137.17$

$\phi . Vc = 137.17 >> Vu = 46.7 KN$

$\therefore No\ \ Shear\ \ \text{Re}iforcement\ \ \text{Re}quired$

4.11.3 Design of Reinforcement:

Mu = 48.5 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$Mnx = \frac{64.1}{0.9} = 71.22 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{71.22 * 10^{-3}}{1 * 0.224^2} = 1.419 Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}})$$

$$\circ = \frac{1}{20.588} * (1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.419}{420}}) = 0.003506$$

$$As_{req} = 0.003506*1000*224 = 758.36 mm^2 / m$$

)

$$As_{\min} = 0.0018*1000*224 = 403.2 mm^2 / m$$

$As_{reg} > As_{min}$

Select Φ 12@20cm c/c

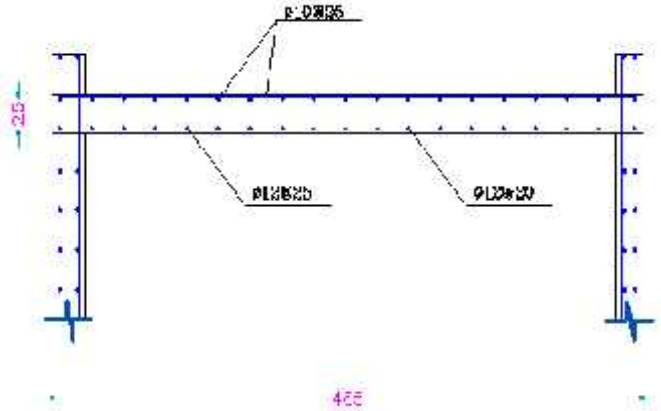


Fig . (4-11). Section A-A in slab

4.11.3 Design of secondary Reinforcement

Use for the second bottom direction (min.) Φ 12@25cm c/c .
Use for shrinkage and temperature Φ 10@25cm c/c

4 – 12 Design of stair.

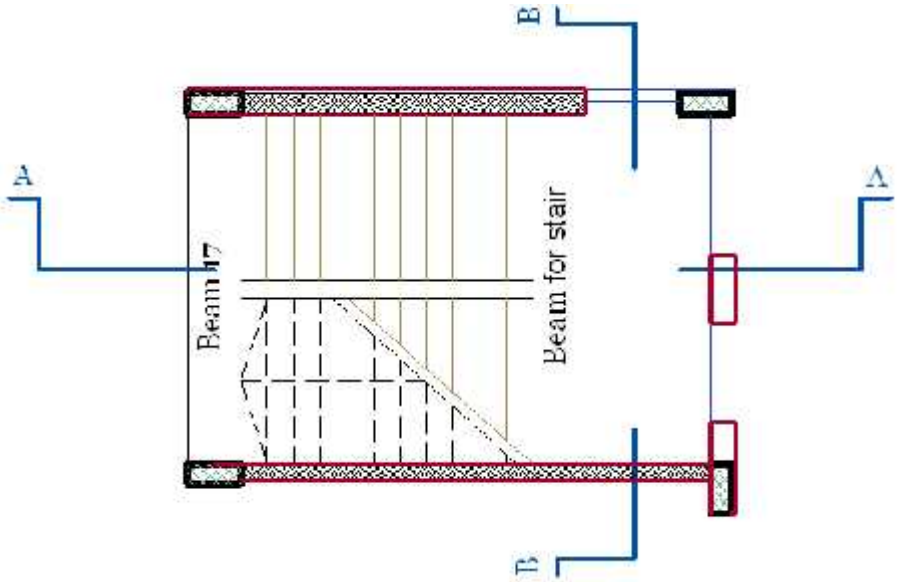


Fig . (4-12). Designed stair

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight :

L = 3.70m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 3.7 / 20 = 0.185 cm.

Use h= 20 cm .

The stair slope by θ = 30 ^{o}

For Landing :

L = 4.45m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 4.45 / 20 = 0.22 cm.

Use h= 20 cm .

Flight in section A-A will be carried on two Beams & two Beams carried on shear wall .also the Landing carried on shear wall .

4.12.2 Load Calculations:

For Flight :

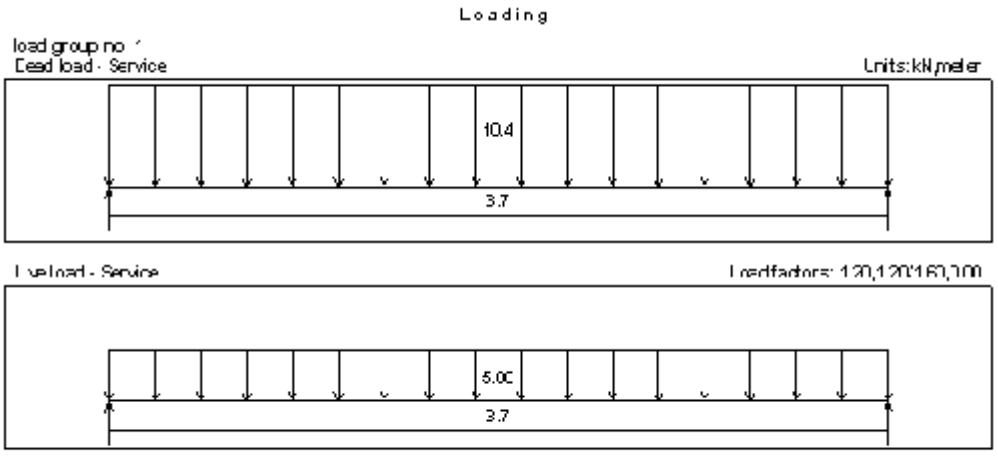


Fig . (4-13). Dead load & live load from Atir for Flight section A-A

Dead Load for flight:

Slab = 0.20*25*1/cos30 = 5.77 KN/m^2.

Plastering = 0.02*22*1/cos30 = 0.51 KN/ m^2.

Stair = $\frac{(0.17*0.3)*25*1}{2*0.3}$ = 2.125 KN/ m^2.

Tiles = (0.33+0.17)*0.03*27/0.3 = 1.35 KN/ m^2.

Mortar = (0.17+0.3)*.02*22/0.3=0.69 KN/ m^2.

Total dead load = 5.77+0.51+2.125+1.35+0.69

= 10.44 KN/ m^2.

Live load for flight:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*10.44+ 1.6*5 = 20.5 KN/ m.

Load on landing:-

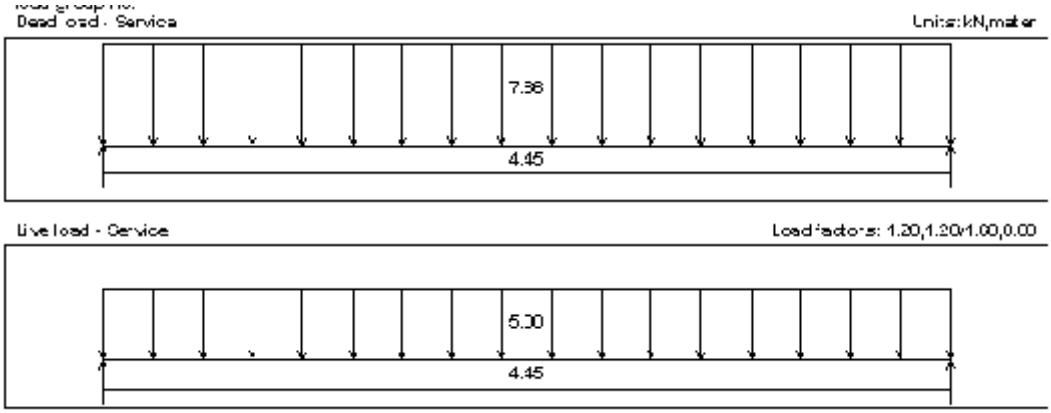


Fig . (4-14). Dead load & live load from Atir for Landing section B-B .

Dead Load for landing:

Tiles = 0.03*22

Slab = 0.20*25

Plaster = 0.02*22

Mortar = 0.02*22

Sand=0.07*16

Total dead load= 7.66KN/m².

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*7.66+ 1.6*5 = 17.19 KN/ m^2.

4.12.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20-6 = 174 mm..

Take d= 174 mm

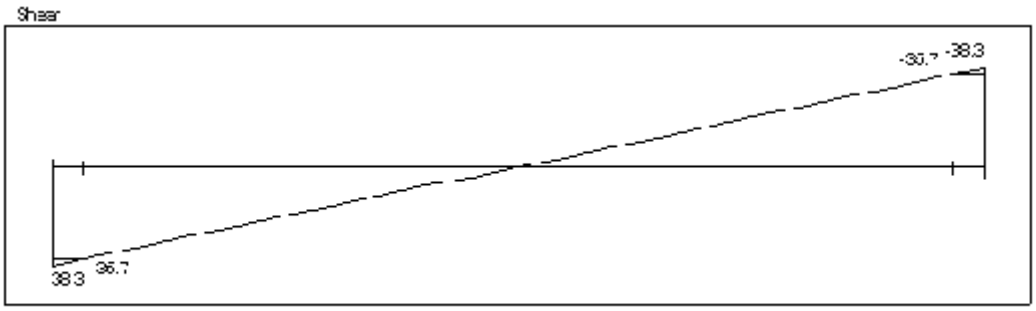


Fig . (4-15). Shear envelope for flight .

- Vu = 38.3 KN .
- $\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 0.174}{6} = 106.55 KN$
- Vu = 38.3 KN < Ø.Vc = 106.55KN .

Depth is ok since there is no shear Reinforcement .

4.12.4 Design of Bending Moment for Flight :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

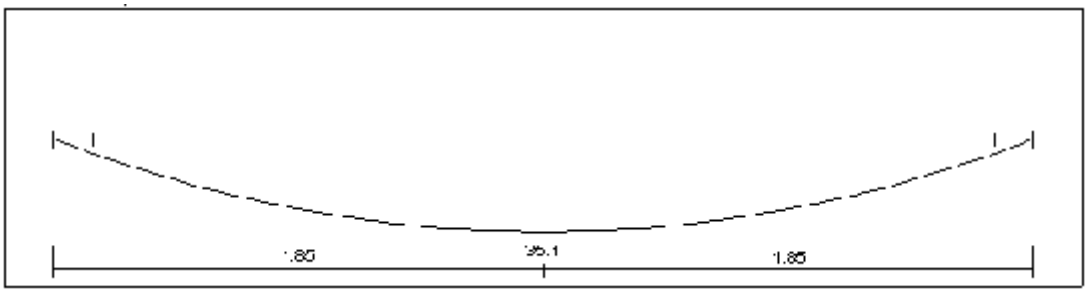


Fig . (4-16). Moment Diagram for flight .

Mu = 35.1 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 35.1 / 0.9 = 39 KN.m.

d = 174 mm.

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

$$k_n = \frac{39 * 10^{-3}}{1 * 0.174^2} = 1.288 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.288}{420}}\right) = 0.00317$$

As req = 0.00317*1000*174= 551.6 $mm^{2.}$

Use 1Φ 12@ 20 cm. …….. with As =(100 / 20)*112 = 560 mm².

560 mm^2 > 551.6 mm^2 …… ok

A s min =0.0018*1000*200=360 $mm^{2.}$

Use 1Φ 10@ 20 cm. for secondary Rein.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$560 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.53 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{11.53}{0.85} = 13.56 mm$$

$$£_s = \frac{0.174 - 0.01356}{0.01356} * 0.0354$$

$$£_s = 0.035 > 0.005 \longrightarrow ok$$

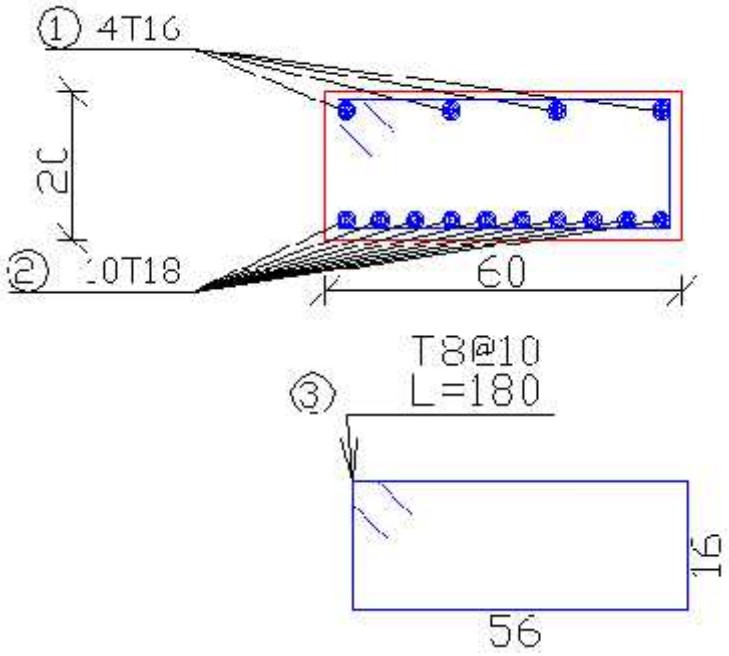
4.12.5 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

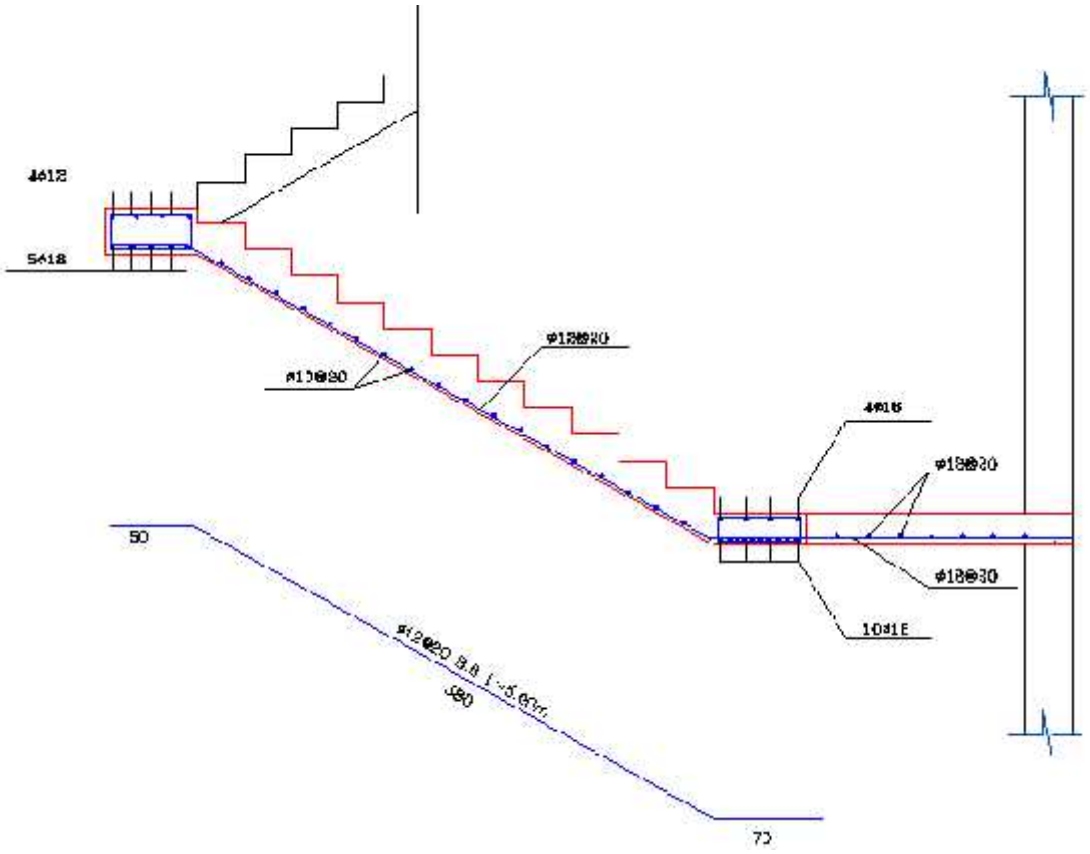
$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 12 = 514 mm$$

L_d available > $L_{d\ req}$ = 60cm**:**

Details of Beam for stair fig (4-0) :



4.12.6 Stairs at section (A-A) Details fig (4- 17):-



Design of landing:- same thickness =20 cm

Dead load = 7.66 KN/ m .

Live load = 5.0 KN/ m .

- Vu = 38.3 KN .
- $¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.55 KN$
- Vu = 38.3 KN < Ø.Vc = 106.55 KN .

Depth is ok since no shear reinf. Is required

Design of moment for landing :-

Mu = 42.6 KN.m.

Mn req = 42.6 / 0.9 = 47.3 KN.m.

d = 174 mm.

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

$$k_n = \frac{47.3 * 10^{-3}}{1 * 0.174^2} = 1.562 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.562}{420}}\right) = 0.003873.$$

As req = 0.003873*1000*174 = 673.988 $mm^{2.}$

$$\mathbf{A}s \ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$A s \ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(174) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(174)$$

A_s min = 507.39 $\leq$ 580

As min = 507.39 mm^2

Use 1Φ 12@ 20 cm. …….. with As =(100 / 20)*113 = 565 mm².

As provided=565 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

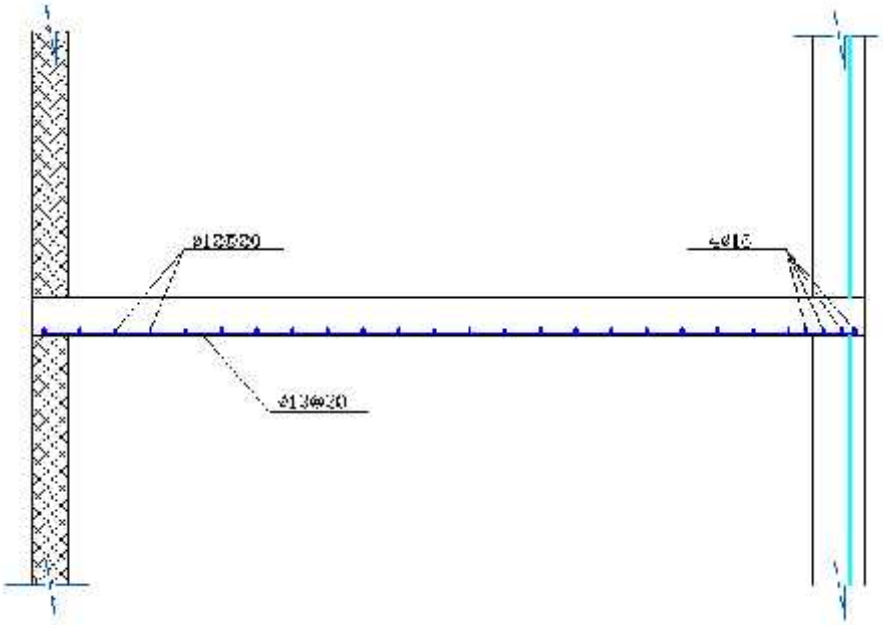
$$a = 11.63 \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.685 \ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.174 - 0.01368}{0.01368} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.035 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.7 Stairs at section (B-B) Details fig (4- 18):-



4 – 13 Design of Isolated Footing (F04).

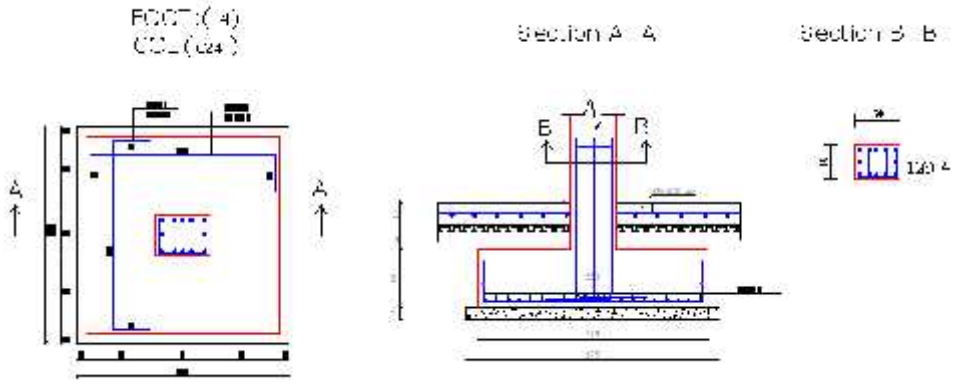


Fig. (4-19) Geometry of Footing (F04)

4.13.1 Load Calculation:

From Column 24 :

Service load = 1300 KN .

Factored Load = 1770 kN .

Soil Weight = 18 kN/m^3.

Soil Depth = 1 m.

Column geometry 60×30 cm.

Allowable Soil Pressure = 400 kN/m^2.

4.13.2 Design of Footing Area:

Assume footing to be about (50 cm) thick.

$$A = \frac{Force(service)}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 400 - 5 - 1.0 \times 18 - 0.5 \times 25$$

$$q_{all.net} = 364.5 kN/m^2$$

$$A = \frac{1300}{364.5}$$

$$A = 3.566 m^2$$

$$A = W \times L = 3.5661 m^2$$

$$L = W = \sqrt{3.566} = 1.89 m \cong 2.00 m$$

$$q_u = \frac{Force(Factored)}{A} = \frac{1770}{3.566} = 496.35 kN/m^2$$

Where :

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

4.13.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 50 cm ……d = 500-75-20 = 405 mm

- **Check For One Way Action:-**

For X- direction

$$V_u = (\frac{(L-a)}{2} - d) \times q_u \times W$$
$$V_u = (\frac{(2.00-0.6)}{2} - 0.405) \times 496.35 \times 2.00$$
$$V_u = 292.84kN$$
$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times L \times d$$
$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.00 \times 0.405 \times 10^3$$
$$\Phi V_c = 496.00kN$$
$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

For Y- direction

$$V_u = (\frac{(L-a)}{2} - d) \times q_u \times W$$
$$V_u = (\frac{(2.00-0.3)}{2} - 0.405) \times 496.35 \times 2.00$$
$$V_u = 441.75kN$$
$$\Phi V_c = 496.00kN$$
$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

- **Check for Two Way Action :-**

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

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{c}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

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

= 2×{(a+d) + (b+d)} = 2×{(0.60+0.405) + (0.30+0.405)} = 3.42 m.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{2}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d = 0.333\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{40\times 0.405}{3.42} + 2\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.56\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{f_c'}.b_o.d.....Control$$

Vu = 496.35* ((2.0*2.0)-(1.005*1.005)) = 987.736 kN

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{24}\times 3.42\times 0.405\times 10^3$$

$Vc = 2259.596kN.....¤ = 0.75$

$¤Vc = 0.75\times 2259.596 = 1694.697kN$

$¤Vc > Vu.....OK.$

4.13.4 Design for Bending Moment:

At X- Direction

$$Mu = 496.35 \times 2.00 \times 0.7 \times \frac{0.7}{2} = 243.21 kN.m \quad (2.00\text{-}0.6)/2=0.7$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{243.21}{0.9} = 270.23 \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{270.23}{2.00 \times (0.405)^2} = 0.8237 \, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.8237}{420}}\right) = 0.002$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ \times b \times d = 0.002 \times 2000 \times 405 = 1620 \ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 500 = 1800 \ \ mm^2$$

$$As \min = 1800 mm^2 .....control$$

$$select \ \ 12¤14 \ \ with As = 1848 \ \ mm^2 > Asreq. = 1800 \ \ mm^2$$

At Y- Direction

$$Mu = 496.35 \times 2.00 \times 0.85 \times \frac{0.85}{2} = 358.61 kN.m \quad //(2.00\text{-}0.3)/2=0.85$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{358.61}{0.9} = 398.46 \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{398.46}{2.00 \times (0.405)^2} = 1.2146 \, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.2146}{420}}\right) = 0.003$$

$$As_{\text{Re}\,q.} = \circ \times b \times d = 0.003 \times 2000 \times 405 = 2430 \ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 405 = 1458 \ \ mm^2$$

$$Asreq = 2430 mm^2 .....control$$

$$select \ \ 16¤14 \ \ with As = 2464 \ \ mm^2 > Asreq. = 2429.96 \ \ mm^2$$

4.13.5 Check for Strain:

At Y- Direction

Tension = Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$2464 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 25.364 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{25.364}{0.85} = 29.84 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{0.405 - 0.02984}{0.02984} \times 0.003$$

$$£_s = 0.0377 > 0.005 \qquad .....OK$$

At X- Direction

Tension = Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$1848 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 19.023 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{19.023}{0.85} = 22.38 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{0.405 - 0.02238}{0.02238} \times 0.003$$

$$£_s = 0.051 > 0.005 \qquad .....OK$$

4.13.6 Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc'Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(24)(0.3*0.6)*10^3 = 2386.8kN > 1770\text{KN}.$

Since ΦPn>Pu.

$\therefore$ **Dowels are not required for load transfer**

4.13.7 Development Length (L_d):-

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

Ldb= $\frac{420}{4\sqrt{24}} \times 16 = 385.8mm$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b=0.04(420)*16 =268.8 mm

Available Ld =h-cover-db=500-75-16=409mm

409> 385.8 ……. OK

$\angle_s$ = *0.071*fy *db = 0.071 * 420 * 16 = 0.477 m …… use lap splices length 50 cm*

4 – 14 Design of shear wall.

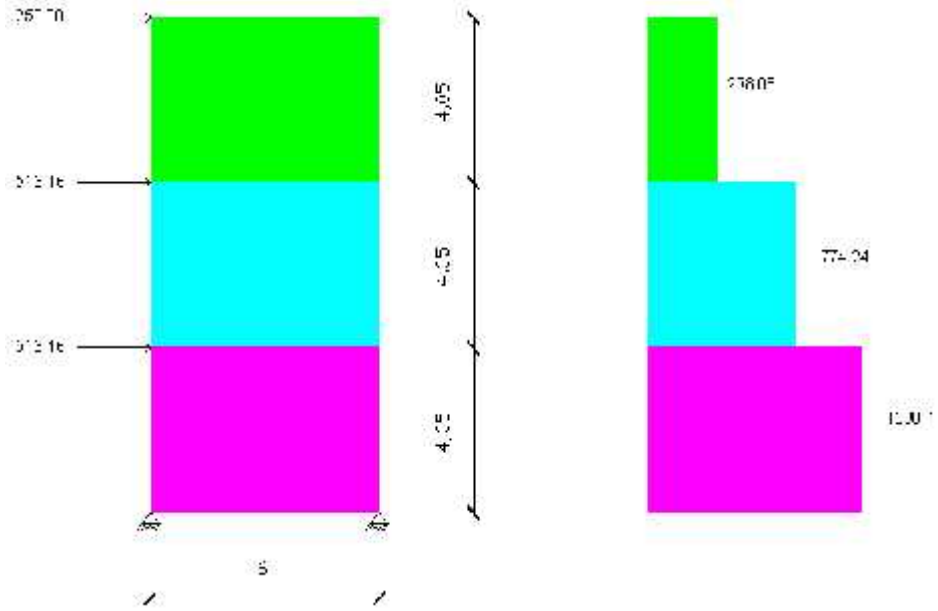


Fig.(4.20) Shear Diagrams

Fc = 24 MPa

Fy = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 6 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.7 m story height

4.14.1: Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 1290.4KN$$

4.14.2: Design of shear

$$\frac{lw}{2} = \frac{6}{2} = 3m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{11.1}{2} = 5.55\,m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 4.8 * 10^{3} = 979.8\ KN\ (control)$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume \quad N_u = 0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 4.8 * 10^{3}}{4} + \frac{0 \times 4.32}{4 \times 5.4} = 1469.7\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 0.7 > 0$$

$$\therefore V_{c3} = Will \quad apply$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{6\left(\sqrt{24} + 0\right)}{0.7} \right] \times \frac{0.25 \times 4.8}{10} \times 10^{3} = 5332.9 KN$$

$$Vs = Vn - Vc\ 1$$

$$\therefore = (1290.4 / 0.75) - 979.8 = 740.7\ KN$$

$$\left(\frac{Av}{S\ 2} \right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{0.7407}{420 * 4.8} = 0.000036 \quad m$$

$$\left(\frac{Avh}{S\ 2} \right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = 0.625\ mm$$

$$S\ 2 = \frac{Lw}{5} = 6000 / 5 = 1200\ mm$$

$$S\ 2 = 3 * h = 3 * 250 = 750\ mm$$

$$select \longrightarrow 2\text{¤}10 \longrightarrow As = 158\ cm\ 2$$

$$\frac{Av}{S\ 2} = 0.625\ mm > 0.178$$

$$\frac{158}{S\ 2} = 0.625 \rightarrow S\ 2 = 252.8\ mm$$

$$Select \longrightarrow S\ 2 = 25\ cm < Sreq = 25.2\ cm$$

$$S\ 2\ selected = 25\ cm < 75\ cm < 110\ cm$$

$$use \longrightarrow 2\text{¤}10\ @\ 25\ cm\ (c / c)\ in\ 2\ layer$$

select 2Φ 10 / 25cm In tow layer

$\therefore Use\text{¤}12@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horizental*)

4.14.3: Design of the Vertical reinforcement:-

$$°_{\min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.1}{6} = 1.85 < 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 6000 = 2000mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$Select \quad 2¤10 \quad With \quad area \quad As = 158mm^2$$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 250$$

$$\therefore S_1 = 252.8mm$$

$$Select\, S_1 = 25cm < 25.2cm$$

$$S = 25cm < 75cm < 200cm$$

$$\longrightarrow Select \quad 2¤10/25 \quad cm \quad c/c$$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

4.14.4: Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{Lw}{4.5}\right) = \frac{6}{4.5} = 1.43m$$

$$C = C - 0.1 \times L_w$$

$$C = 1.43 - 0.1 \times 6 = 0.83m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.43}{2.0} = 0.72$$

$$Select\, The\, boundary\, element = 85cm$$

$$\text{Asv= } As_v = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{6}{0.25} \times 158 = 3792mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \quad * fc * Lw * h/(As * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 6 \times 0.25/(3792 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.055$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2\right)\right) =$$

$$0.9 * 420 * 0.5 * 3792 \times 10^{-6} \times 6 * (1 - \frac{0.055}{2}) = 4060\, kn.m$$

$$Mu_{Design} = 6683.83 - 4060 = 2623.83\, kn.m$$

$$Ast = \frac{Mu / ¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{2623.83 \times 10^{6} / 0.9}{420 \times (6000 - 850)} = 1347.83 mm^2$$

$$As = 1347.83 + (6 \times 79) = 1821.83 mm^2$$

$$\therefore Use ¤16 \longrightarrow Select\, 10 ¤16$$

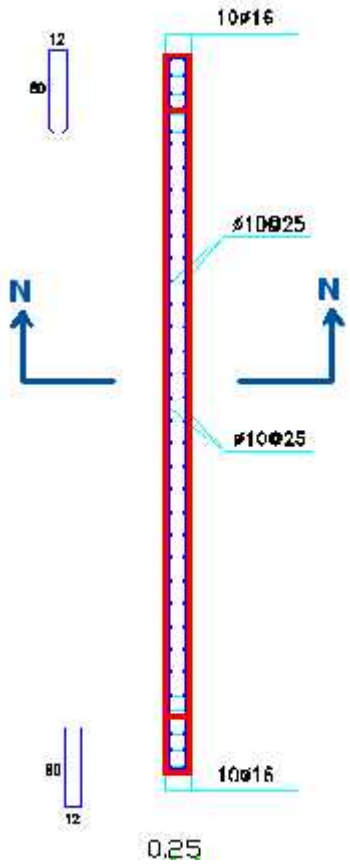


Fig.(4.21): Section in shear wall

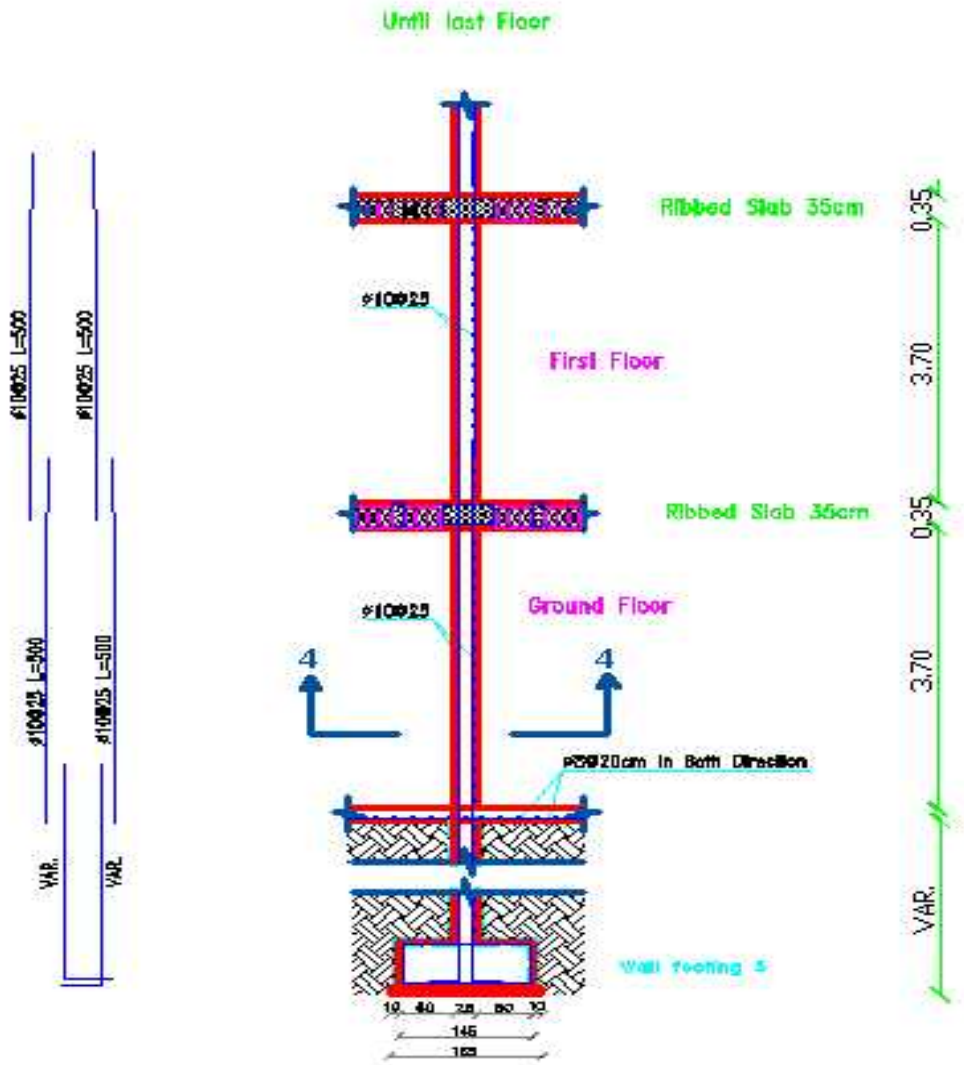


Fig.(4.22): Details of shear wall

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (1) in the ground floor slab.

4 – 7 Design of Two Way Rib Slab.

4 – 8 Design of Beam (1) in the Ground floor slab.

4 – 9 Design of long Column (2).

4 – 10 Design of short Column (2).

4 – 11 Design of one way solid slab.

4 – 12 Design of shear wall.

4.1: Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

4 .2 : Factored Loads.

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

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

4.3 Determination of Thickness:

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):

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.5}{18.5} = 0.30\,m \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (9.5a)$$

$$\frac{L}{21} = \frac{5.9}{21} = 0.28\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{6.25}{21} = 0.30\ m$$

4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

$$Ib = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.8(0.36)^3}{12} = 0.00311$$

$$Irib = \frac{0.52(0.09355)^3}{3} - \frac{0.4(0.01355)^3}{3} + \frac{0.12(0.26645)^3}{3} = 0.008989$$

$$Is_1 = \frac{0.008989}{0.52} \times 7.625 = 0.01318$$

$$\sim_1 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.01318} = 0.2359$$

$$Is_2 = \frac{0.008989}{0.52} \times 7.15 = 0.0124$$

$$\sim_2 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.0124} = 0.25$$

$$Is3 = \frac{0.008989}{0.52} \times 5.5 = 0.009507$$

$$\sim 3 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.009507} = 0.327$$

$$Is4 = \frac{0.008989}{0.52} \times 9.4 = 0.01624$$

$$\sim 4 = \frac{Ib}{Is} = \frac{0.00311}{0.01624} = 0.19139$$

$$\sim_{fm} = 0.25$$

$$0.2 < \sim_{fm} < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ \ (\sim_{fm} - 0.2)}$$

$$= \frac{9.7}{7.15} = 1.3566$$

$$h_{\min} = \frac{9.7(0.8 + 420/1400)}{36 + 5 \times 1.3566(0.25 - 0.2)} = \frac{10.67}{36.339} = 0.2936m$$

Select $h = 36 > 30cm$

4.4:Load Calculation:

4.4.1: 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:

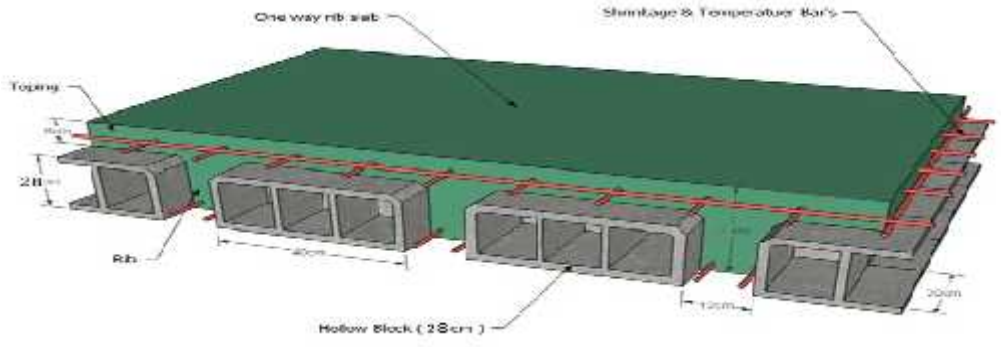


Fig. (4-3) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.28*25 = 0.84 KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m		
3	Plaster	0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m		
4	Block	0.28*0.4*9 = 1.008 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*0. 52*16 = 0.5824 KN/m		
6	Tile	0.03*0. 52*23 = 0.3588 KN/m		
7	Mortar	0.02*0. 52*22 = 0.2288 KN/m		
8	partition	1*.52 = 0.52 KN/m		
			4.8	KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.3588 + 0.2288 + 0.5824 + 1.04 + 1.008 + 0.84+0.52+0.2288 = 4.8KN/m of rib

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib

4.4.2: Two-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:

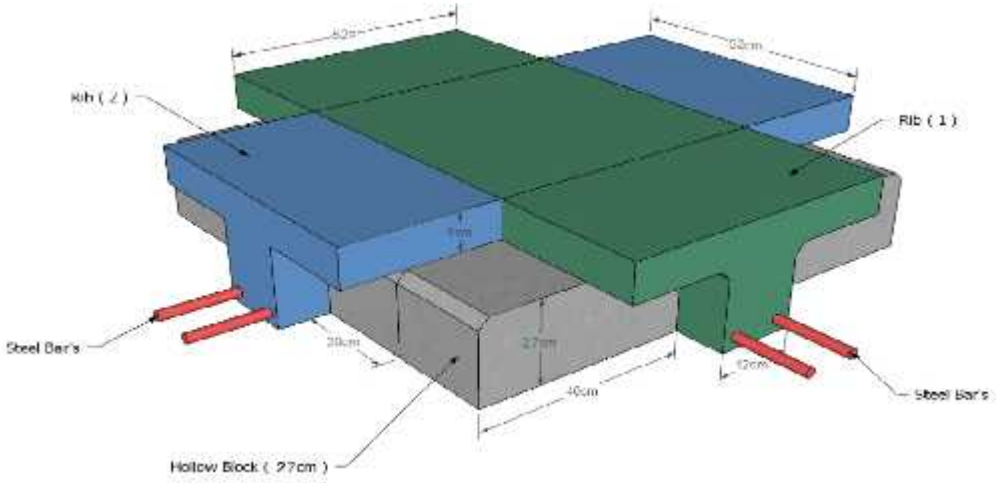


Fig. (4-4) Two way rib slab

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

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

Dead load:

Tiles	$0.03\times0.52\times0.52\times$ 23	= 0.186576 kN/ rib
Mortar	$0.02\times0.52\times0.52\times22$	= 0.118976 KN/ rib
Coarse Sand fill	$0.07\times0.52\times0.52\times16$	=0.3028 KN/ rib
Topping	$0.08\times0.52\times0.52\times25$	= 0.5408kN/rib
Concrete Rib	$0.25\times(0.4+0.52)\times0.12\times25$	=0.7728 kN/ rib
Block	$0.28\times0.4\times0.4\times9$	= 0.0.4032 kN/ rib
Plaster	$0.02\times0.52\times0.52\times22$	= 0.118976 kN/ rib
partition	$0.52\times0.52\times1$	= 0.2704

Nominal Total Dead Load = 2.714 kN/rib

WuD=$1.2\times2.714/(0.52)^2$ =12.048KN

WuL =1.6×5 = 8 kN/m^2

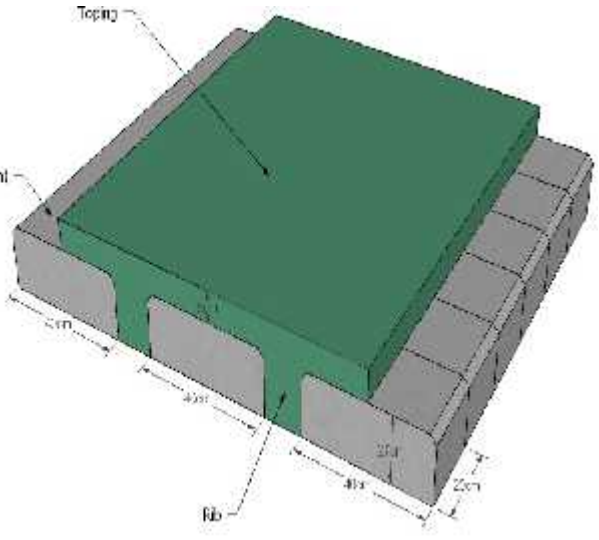
4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for Ribbed Slab:

Dead load = (0.66+0.44+1.12+2+1)= 5.22 KN/m

Wu = (1.2 * 5.22) + (1.6 * 5)
= 14.3 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 14.3 KN/m



Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

$$Mu = \frac{14.3*0.4^2}{12} = 0.191 \text{ KN.m}$$

$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa)$ *ACI-318-02 (22-5.1)*

$fr = 0.42 \times \sqrt{30}(MPa) = 2.3\,MPa$

$= 2.3 * 1000 = 2300\,KN/m^2$

Mn = fr * s

$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\,m^3$

Mn = 2300* 1.06×10^{-3} = 2.45 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.45= 1.35 KN.m

Φ Mn = 1.35 KN.m > Mu = 0.191 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 = 144 mm^2

Use Φ 8 @ 25 cm

Fig. (4-5) Toping of slab

4.6 Design of Rib (1):

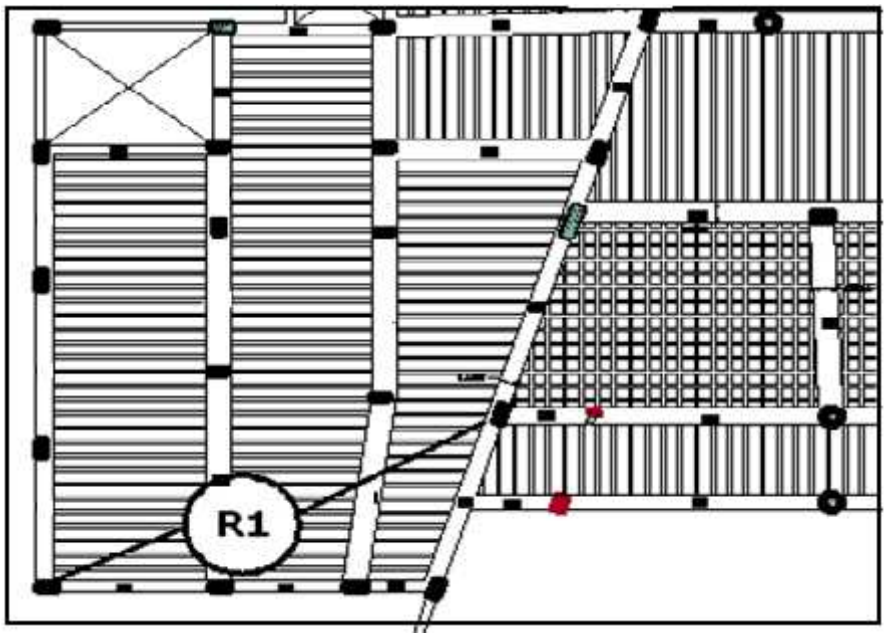


Fig.(4-6) Rib location

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

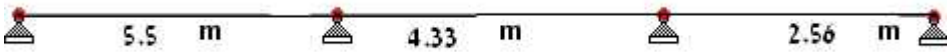


Fig. (4 - 7) Spans length of rib (1).

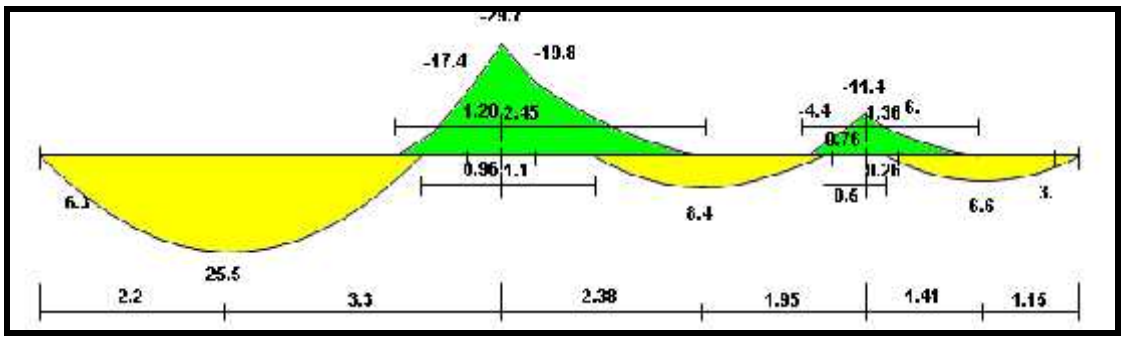


Fig. (4 - 8) Moment diagram for rib (1)-(KN.m).

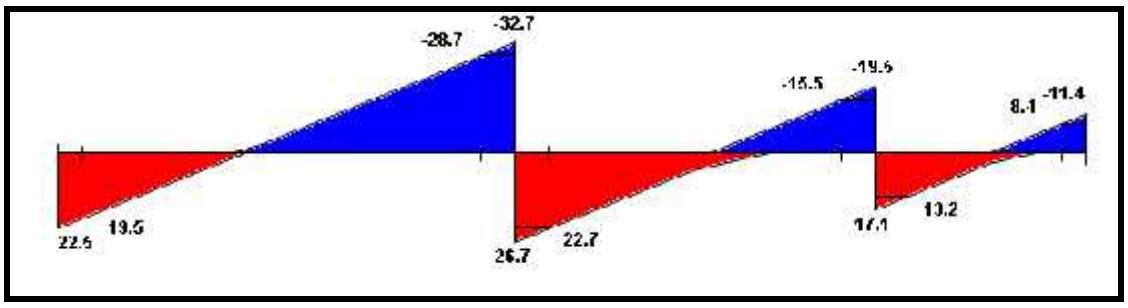


Fig. (4 - 9) Shear diagram for rib (1)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment :

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

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

b_E = 2.56 / 4 = 64 cm

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

b_E = 52 ..... control

» Use M_u max positive for span = 25.5 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

d = 360 – 20 – 10 – 6 = 0.324 m

Φ Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*30*0.52*0.08*(0.324-0.08/2)=234.86 KN.m

Φ Mn = 234.86 KN.m > M_u = 25.5 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_s \min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(324) = 126.75 mm^2$$

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

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(120)(324) = 129.6 mm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(25.5/0.9)*(10)^{-3}}{(0.52)(0.324)^2} = 0.519$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*16.47*0.519}{420}}\right) = 0.00125$$

A_s = 0.00125(520) (324) = 210.4 mm^2 > A_s min = 129.6 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 210.4/113 = 1.86 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 520 \times a$$

$$a = 7.16mm$$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{7.16}{0.864} = 8.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.324 - 0.084}{0.084} \times 0.003 = 0.0113$$

$$\varepsilon_s = 0.113 > 0.005$$

Ok…….

» Use M_u max positive for span = 8.4 kN.m

Φ Mn = 234.86 KN.m > M_u = 8.4 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(324) = 126.75mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(324) = 129.6mm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 16.47$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(8.4/0.9)*(10)^{-3}}{(0.52)(0.324)^2} = 0.1709$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*16.47*0.171}{420}}\right) = 0.001$$

A_s = 0.001(520) (324) = 168.48 mm^2 > A_s min = 129.6 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 168.48/113 = * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 520 \times a$$

$$a = 7.16mm$$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{7.16}{0.864} = 8.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.324-0.084}{0.084} \times 0.003 = 0.0113$$

$$\varepsilon_s = 0.113 > 0.005$$

Ok…….

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 1):

The maximum negative moment (MS1) from spans with support is

Mu = 19.8 kN.m

m = 16.47

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.8/0.9*(10)^{-3}}{(0.12)(0.324)^2} = 1.72$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*16.47*1.72}{420}}\right) = 0.00425$$

A_s = 0.00425(120) (324) =166.5 mm^2 > A_s min = 129.6 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 166.5/113 = 1.4 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total As $_{(provide)}$ = 226 **mm^2**

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 520 \times a$$

$$a = 31mm$$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{31}{0.864} = 36.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 36.5}{36.5} \times 0.003 = 0.024$$

$$\varepsilon_s = 0.024 > 0.005$$

Ok…….

Mu = 4.4 kN.m

m = 16.47

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.4 / 0.9 * (10)^{-3}}{(0.12)(0.324)^2} = 0.388$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.388}{420}}\right) = 0.001$$

A_s = 0.001(120) (324) =38.88 mm^2 < A_s min = 129.6 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 129.6/113 =1.146 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total As $_{(provide)}$ = 226 **mm^2**

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 520 \times a$$

$$a = 31mm$$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{31}{0.864} = 36.5mm$$

$$£_s = \frac{324 - 36.5}{36.5} \times 0.003 = 0.024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok…….

4.2.3 Design of shear for rib (1):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 28.7 kN

Use Φ10 with two legs

Av = $2 \times 79 = 158$ mm2

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

$$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2}\Phi\ Vc\ = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 0.12\ \times 0.324 * 1000$$

= 13.3 kN

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$……..not control

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$1.1\Phi\ Vc\ = 13.3 \times 2 * 1.1 = 29.28 KN$

$Vu < \Phi\ Vc$…… control

Select Φ8 @ 25 cm c/c for practical purposes

4.7 : Design of two way ripped slab:

Nominal Total Dead Load = 2.714 kN/rib

WuD=1.2×2.714/$(0.52)^2$ =12.048KN/m^2

WuL =1.6 × 5 = 8 kN/m^2

4.7.1 : find Vu on rib :

$$Vud = (3.4 - 0.32) \times (12.048 + 8) \times 0.52 = 32.1102 KN / rib$$

$$Vu = (3.4 - 1) \times (12.048 + 8) \times 0.52 = 25.02 KN / rib$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{30} \times 0.12 \times 0.320 \times 1000 = 28.921 KN$$

$$1.1¤\text{Vc} = 31.812 \text{ KN}$$

$$¤Vs\min = \frac{¤}{3} bw \times d \geq \frac{¤}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$¤Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .286 \times 1000 = 8.58$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.286 \times 1000 = 7.88$$

$$item : 3$$

$$¤Vc < Vu \leq ¤Vc + ¤Vs\min$$

$$21.01 < 24.6402 \leq 21.01 + 8.58$$

$$21.01 < 24.6402 \leq 29.59$$

$$s \leq 600 \leq d / 2 \cdots 286 / 2 = 143 mm$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times fyt}$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times 0.12}{3 \times 420} \times 1000 \geq \frac{\sqrt{30}}{16 \times 420} \times 0.12 \times 1000$$

$$\frac{Av}{s} \geq 0.0000952 \geq 0.0000978$$

$$\frac{Av}{s} = 0.0000978$$

$$s = \frac{2 \times 50 * 10^{-6}}{0.0000978} = 1.022$$

Then use 2 ∩ 8 @ 15 cm c/c for 1m from the face of the support @ ∩ 8 @20 cm for middle space .

4.7.2 : Design for the negative moment:

Ma-ve=0.071×(12.048+8)×6.8 ^{2}×0.52=34.22 KN.m

Ma-ve=0.029×(12.048+8)×8.4 ^{2}×0.52=21.33 KN.m

Maximum moment is M-ve=34.22KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.47$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.03422/0.9)}{0.12 \times (0.32)^2} = 3.094 MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 3.094}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.00788$$

$$As = 0.00788 \times 120 \times 320$$

$$As = 302.6\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \geq 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(120)(320) \geq 0.25\frac{\sqrt{30}}{420}(120)(320)$$

As_{min} =128mm^2 > 125.2 mm^2

Use bars with Φ 14

As =308/154=2 bar Φ 14

- Check for strain

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$2 \times 154 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 120 \times a$$

$$a = 42.27mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{42.27}{0.864} = 49.73mm$$

$$£_s = \frac{320 - 49.73}{49.73} \times 0.003$$

$$£_s = 0.016 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.7.3 : Design for positive moment :

Ma+ve=[Cadl.W.La^2]

Ma+ve=[0.039×12.048×6.8 ^{2}+0.048×8×6.8^2]×0.52= 20.53 KN.m

Ma+ve=[0.016×12.048×8.4 ^{2}+0.02×8×8.4^2]×0.52=12.94KN.m

Maximum moment is Ma+ve=20.53KN.m

Check 2 Φ 12 for positive moment:

d = 360 – 20 – 8 – 12 = 320 mm

Tension = Compression

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

$226 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 520 \times a$

$a = 7.15mm$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{7.15}{0.864} = 8.42mm$$

$$£_s = \frac{320 - 8.42}{8.42} \times 0.003 = 0.11$$

$£_s = 0.11 > 0.005$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 2* 113 * 10^{-6} *420 *(0.320 – 0.0715/2) *1000=26.98 KN.m

Φ Mn = 26.98 > Mu = 20.53

Ok …

Check 2 Φ 14 for negative moment:

d = 360 – 20 – 8 – 14 = 318 mm

Tension = Compression

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

$308 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 120 \times a$

$a = 42.27mm$

$$c = \frac{a}{0.864} = \frac{42.27}{0.864} = 49.73mm$$

$$£_s = \frac{320 - 49.73}{49.73} \times 0.003 = 0.016$$

$£_s = 0.016 > 0.005$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 2* 154 * 10^{-6} *420 *(0.318 – 0.04227/2) *1000=38 KN.m

Φ Mn = 38 > Mu = 34.22

Ok …

4.8 : Design Of flexure for beam:-

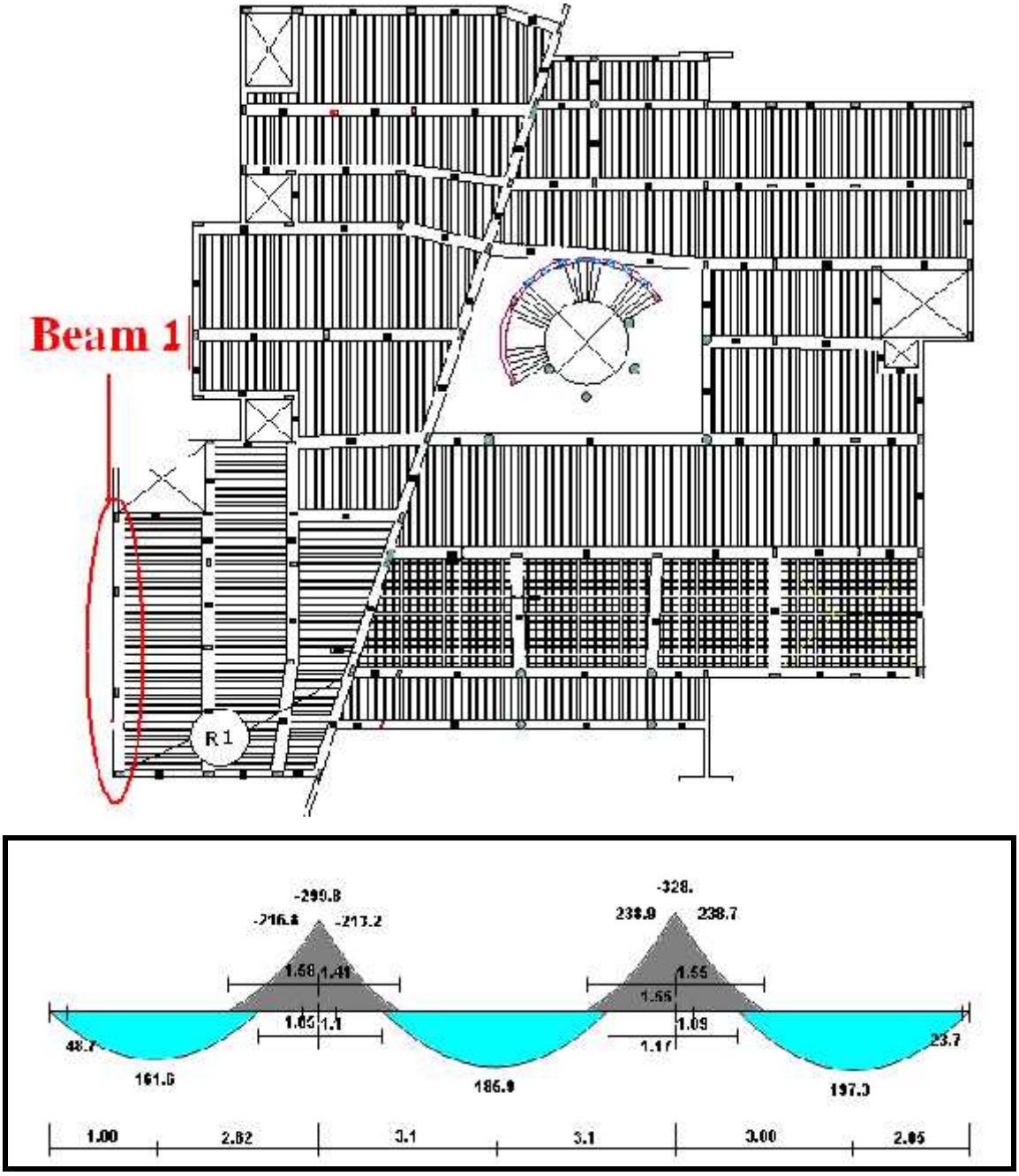


Fig. (4 - 8) Moment diagram for Beam (1)-(KN.m).

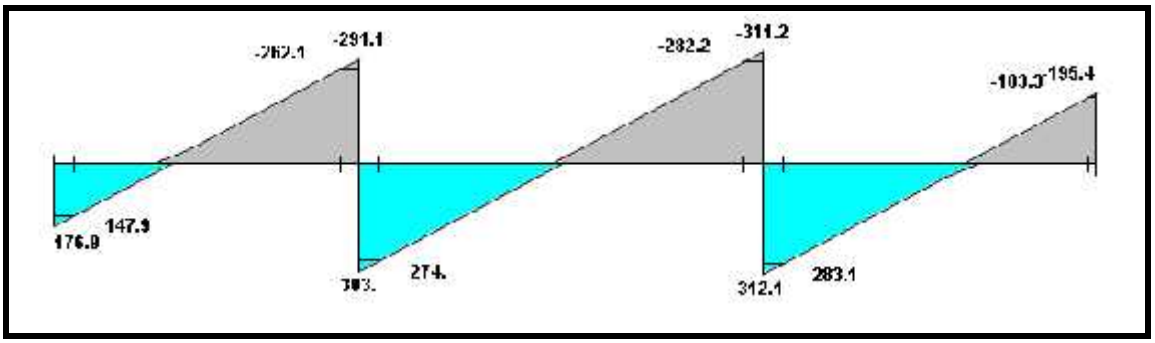


Fig. (4 - 8) Shear digram for Beam (1)-(KN.m).

4.8.1: Design of positive moment :

$$C_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 300 = 128.57 mm$$

$$a_{\max} = 0.864 \times C_{\max} = 0.864 \times 128.57 = 109.28 mm$$

$$Mn_{\max} = 0.85 \times fc' \times 0.6 \times 0.10928 \times (0.3 - \frac{0.10928}{2}) * 1000 = 410.24 kN.m$$

$$\Phi \ Mn_{\max} = 0.82 \times 410.24 = 336.39 \ kN.m$$

** Design as singly .

.....

Take Mu = 197.3 $kN.m$ …… from Atir program

.

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{197.3/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2} = 4.06 \text{ Mpa}$$

$$\text{m} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.47$$

$$\rho = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{16.47} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(16.47)(4.06)}{420}}) = 0.0106$$

As = 0.0106 (600) (300) = 1906 mm^2 .

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(600)(300) \geq \frac{1.4}{420}(600)(300)$$

$As_{\min} = 586.84 < 600 \longrightarrow The\ l\ \text{arg}\ est\ is\ control.$

$As_{\min} = 600 mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1906.24}{254} = 7.5$ Note $A_{\Phi 18} = 254\ mm^2$

Select bottom bars 8 Φ 18 mm. Total As= $2032\ mm^2$

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2032 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 600 \times a$

$a = 55.8 mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{55.8}{0.864} = 65.6 mm$

$£_s = \frac{300 - 65.6}{65.6} \times 0.003 = 0.0107$

$£_s = 0.0107 > 0.005 \longrightarrow Ok$

Mu = 185.9 *kN.m*

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{185.9/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2} = 3.82$ Mpa

m= $\frac{420}{0.85 * 30} = 16.47$

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{16.47}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(16.47)(3.82)}{420}}) = 0.009917$

As = 0.009917 (600) (300) = 1785 mm^2.

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(600)(300) \geq \frac{1.4}{420}(600)(300)$$

$As_{\min} = 586.84 < 600 \longrightarrow The\ l\ \text{arg}\ est\ is\ control.$

$As_{\min} = 600 mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1785}{254} = 7$ Note $A_{\Phi 18} = 254\ mm^2$

Select bottom bars 7 Φ 18 mm. Total As= $1778\ mm^2$

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1778 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 600 \times a$

$a = 48.81 mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{48.81}{0.864} = 57.42 mm$

$£_s = \frac{300 - 57.42}{57.42} \times 0.003 = 0.01267$

$£_s = 0.01267 > 0.005 \longrightarrow Ok$

Mu = 161.6 *kN.m*

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{161.6/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2} = 3.325$ Mpa

m= $\frac{420}{0.85 * 30} = 16.47$

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{16.47}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(16.47)(3.325)}{420}}) = 0.0.0085$

As = 0.0085 (600) (300) = 1530 mm^2.

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(600)(300) \geq \frac{1.4}{420}(600)(300)$$

$As_{\min} = 586.84 < 600 \longrightarrow$ *The l* arg *est is control* .

$As_{\min} = 600mm^2$

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1530}{254} = 6$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 6 Φ 18 mm. Total As= 1524 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1524 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 600 \times a$

$a = 41.83mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{41.83}{0.864} = 49.217mm$

$£_s = \frac{300 - 49.217}{49.217} \times 0.003 = 0.0152$

$£_s = 0.0152 > 0.005 \longrightarrow Ok$

4.8.2 : For the negative moments (238.9) KN.m

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{238.9/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2}$ = 4.91 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{16.47}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(16.47)(4.91)}{420}}$) = 0.013

As = 0.013 (600) (300) = 2361.93 mm^2 > $As_{\min} = 600mm^2$.

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{2361.93}{254} = 9.2$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select Top bars 10 Φ 18 mm. Total As= 2540 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2540 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 600 \times a$$

$$a = 69.7\,mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{69.7}{0.864} = 82\,mm$$

$$£_s = \frac{300 - 82}{82} \times 0.003 = 0.008$$

$$£_s = 0.008 > 0.005 \longrightarrow Ok$$

Mu = 216.8 *kN.m*

Kn = $\frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{216.8/0.9 \times 10^6}{600 \times (300)^2}$ = 4.46 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{16.47}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(16.47)(4.46)}{420}}$) = 0.01176

As = 0.01176 (600) (300) = 2116.81 mm^2 > $As_{\min} = 600mm^2$.

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{2116.81}{254} = 8.33$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 9 Φ 18 mm. Total As= 2286 mm^2

Check for yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2286 \times 420 = 0.85 \times 30 \times 600 \times a$$

$$a = 62.75 mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{62.75}{0.864} = 73.82 mm$$

$$£_s = \frac{300 - 73.82}{73.82} \times 0.003 = 0.00919$$

$$£_s = 0.00919 > 0.005 \longrightarrow Ok$$

4.8.3 Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu $_{critical}$ = 283.1 kN

Use Φ10 with two legs

$$Av = 4 \times 79 = 316 \text{ mm2}$$

$$\Phi \text{ Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_\text{w} \times \text{d}$$

$$\Phi \text{ Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = \text{ 123.23 KN}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times \text{bw} \times \text{d} \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{30} \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 45.5 kN \geq 46.2 kN$$

$$\Phi Vs_{\min} = 45 kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 177.6 + 72.5 = 250 kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{3} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = 246.47 KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d = 123.23 + 246.47 = 369.7 > Vu$$

All Vud Are within item 4 …… So ..

Vu = 283.1 kN .

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 282.2 - 123.23 = 158.97kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 316 \times 420 \times 300}{158.97 \times 10^3} = 18.78cm.$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Select Φ 10 @ 12.5 cm c /c (4 leg)

Vu $_{critical}$ = 262.1 kN

Use Φ10 with two legs

Av = $4 \times 79 = 316$ mm2

$$\Phi \text{ Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_\text{w} \times \text{d}$$

$$\Phi \text{ Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = \text{ 123.23 KN}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times \text{bw} \times \text{d} \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{30} \times 0.6 \times 0.3 \times 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq 45.5kN \geq 46.2kN$$

$$\Phi Vs_{\min} = 45kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 177.6 + 72.5 = 250kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{3} \times 0.6 \times 0.3 * 1000 = 246.47KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d = 123.23 + 246.47 = 369.7 > Vu$$

All Vud Are within item 4 ……

Vu = 262.1 kN .

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$

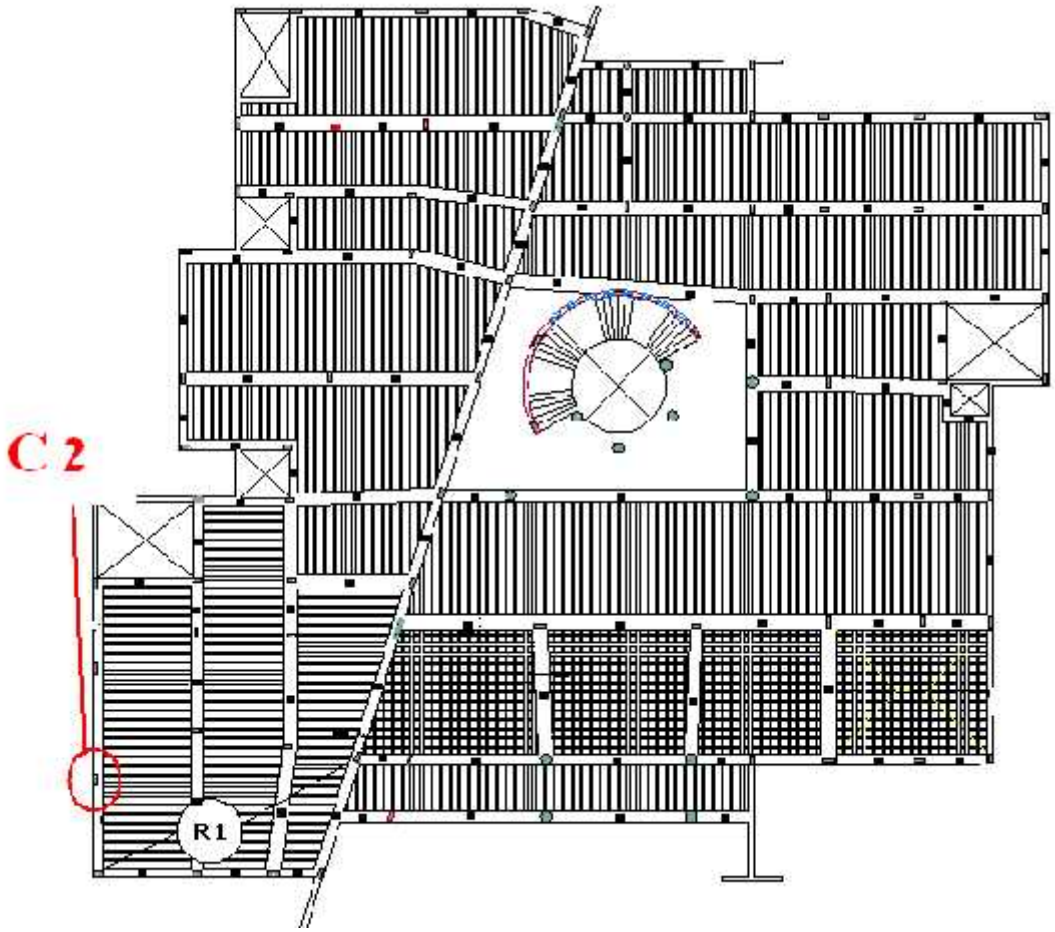
$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 282.2 - 123.23 = 158.97kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 316 \times 420 \times 300}{158.97 \times 10^3} = 18.78cm.$$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Select Φ 10 @ 12.5 cm c /c (4 leg)

4.9 : Design of column :



4.9.1 Load Calculation:

$$p_u = 1900KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{1900}{0.65} = 2923KN$$

$$Use° = °g = 1.6\%$$

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

$$2.923 = 0.8 * Ag[0.85 * 30 + 0.016 * (420 - 0.85 * 30)]$$

$$Ag = 0.1216m^2$$

Use 0.25×0.6 cm with Ag = 0.15m² > Agreq = 0.1216m²

4.9.2 Check Slenderness Effect:

- **In 0.6 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.7 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 3.7}{0.3 \times 0.6} = 20.55 < 22$$

$$\therefore short \quad Coloumn \quad in \quad 0.6m : dirction$$

- **In 0.25 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.7 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.7}{0.3\times 0.25} = 49.3 > 22$$

$$\therefore long\ Coloumn\ in\ \ 0.25m : dirction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI\,318-2002\ (Eq.10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{30} = 26016.8Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{496}{1900} = 0.26$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.25^3}{12} = 0.000781m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 26016.8\times 10^6\times 0.000781}{1+0.26} = 6.45Mpa$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-2002(Eq.10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 6.45}{(1.0\times 3.7)^2} = 4.645MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI\,318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-2002(Eq.10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{1900}{0.75\times 4.645\times 10^3}} = 2.2 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 250 = 22.5mm = 0.0225m$

$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0225 \times 2.29 = 0.0515$

$\frac{e}{h} = \frac{0.0515}{0.25} = 0.2061$

From Interaction Diagram

$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1899.96}{0.6 \times 0.25} \times \frac{145}{1000} = 1.8 \ Ksi$

$° _g = 0.02$

$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 600 \times 250 = 3000 \ mm^2$ ‘

$\therefore use 12¤18$

4.9.3 Design of the Reinforcement:

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8 \ cm$

$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48 \ cm$

$spacing \leq least \ .\dim . = 25 \ cm$

$Use ¤10@20 \ cm$

الفصـــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج

٥-٢ التوصيات

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

١. يجب على كل مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
٥. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
٦. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع.

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

Appendix (A)
Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

د

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	–
المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحل والحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.	

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

2. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-05 .***

3. **Uniform Building Code (UBC-97) .**

4.14 Design of Stairs :

4.14.1 Determination of Slab Thickness:

- L = 3.70m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 370 / 20 = 18.5 cm ……take h= 20 cm.

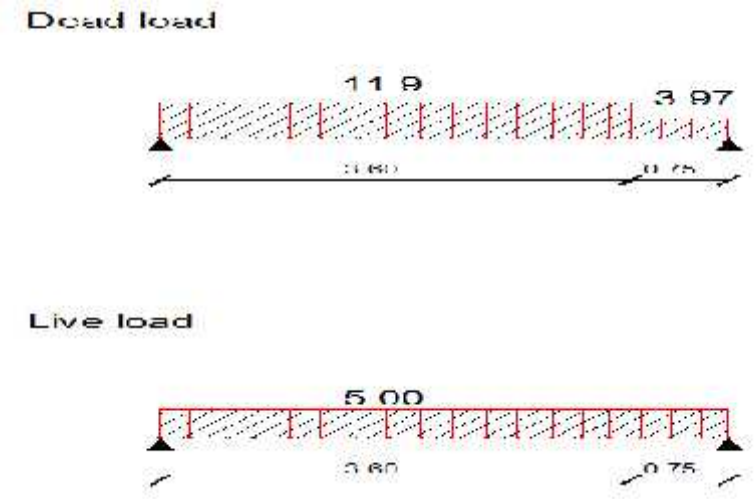
⇒ **Use h = 20cm**.

-θ = $\tan^{-1}$(191 / 330) = 30°

-Cos θ = 0.866

➢ **The stairs at section (A-A) will be carried on the shear wall.**

4.14.2 Load Calculations at section (A-A):



➢ **Fig.(4-10) Structural system of stairs at section (A-A)**

Dead Load:

slab = 0.20*25*1/cos30 = 5.77 KN/m^2.

plastering = 0.02*22*1/cos30 = 0.51 KN/ m^2.

stair = $\frac{(0.17*0.3)*25*1}{2*0.3}$ = 2.125 KN/ m^2.

tiles = (0.33+0.17)*0.03*27/0.3 = 1.35 KN/ m^2.

mortar = (0.17+0.3)*.02*22/0.3=0.69 KN/ m^2.

Total dead load = 5.77+0.51+2.125+1.35+0.69

= 10.44 KN/ m^2.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*10.44+ 1.6*5 = 20.5 KN/ m.

Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles** = 0.03*22
- **Slab** = 0.20*25
- **Plaster** = 0.02*22
- **Mortar** = 0.02*22
- **Sand=0.07*16**

Total dead load= 7.66KN/m².

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*7.66+ 1.6*5 = 17.19 KN/ m^2.

4.14.3 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20-7 = 173mm..

Take d= 173 mm

Fig.(4-11) Shear envelope of stairs

- Vu = 38 KN .
- $\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$

- ¤$Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 106KN$
- Vu = 38 KN < Ø.Vc = 106KN .

➢ **>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

4.14.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

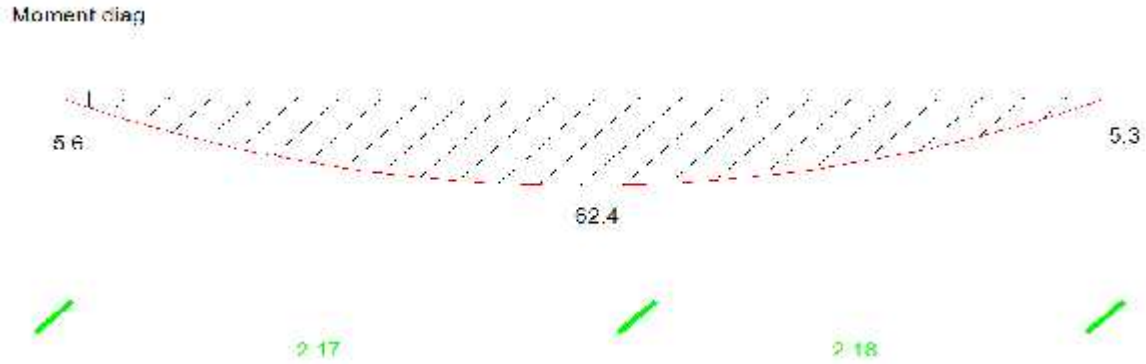


Fig.(4-12) Moment diagram of stairs at section A-A)

Mu = 35.1 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 35.1 / 0.9 = 39 KN.m.

d = 137 mm.

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

$$k_n = \frac{39 * 10^{-3}}{1 * 0.173^2} = 1.18MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.18}{420}}\right) = 0.002896$$

As req = 0.002896*1000*173= 500.1 $mm^{2.}$

Use 1Φ 12@ 20 cm. …….. with As =(100 / 20)*112 = 560 mm^2.

➢ **As provided=560 >= As req……..OK.**

A s min =0.0018*1000*200=360 $mm^{2.}$

Use 1Φ 10@ 20 cm. for secondary Rein.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$955 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 20\,mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{20}{0.85} = 23.5mm$$

$$£_s = \frac{173 - 23.5}{23.5} * 0.003$$

$$£_s = 0.019 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.14.4.1 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 12 = 514mm$$

L_d available > $L_{d\ req}$ = 60cm

4.14.5 Stairs at section (A-A) Details:-

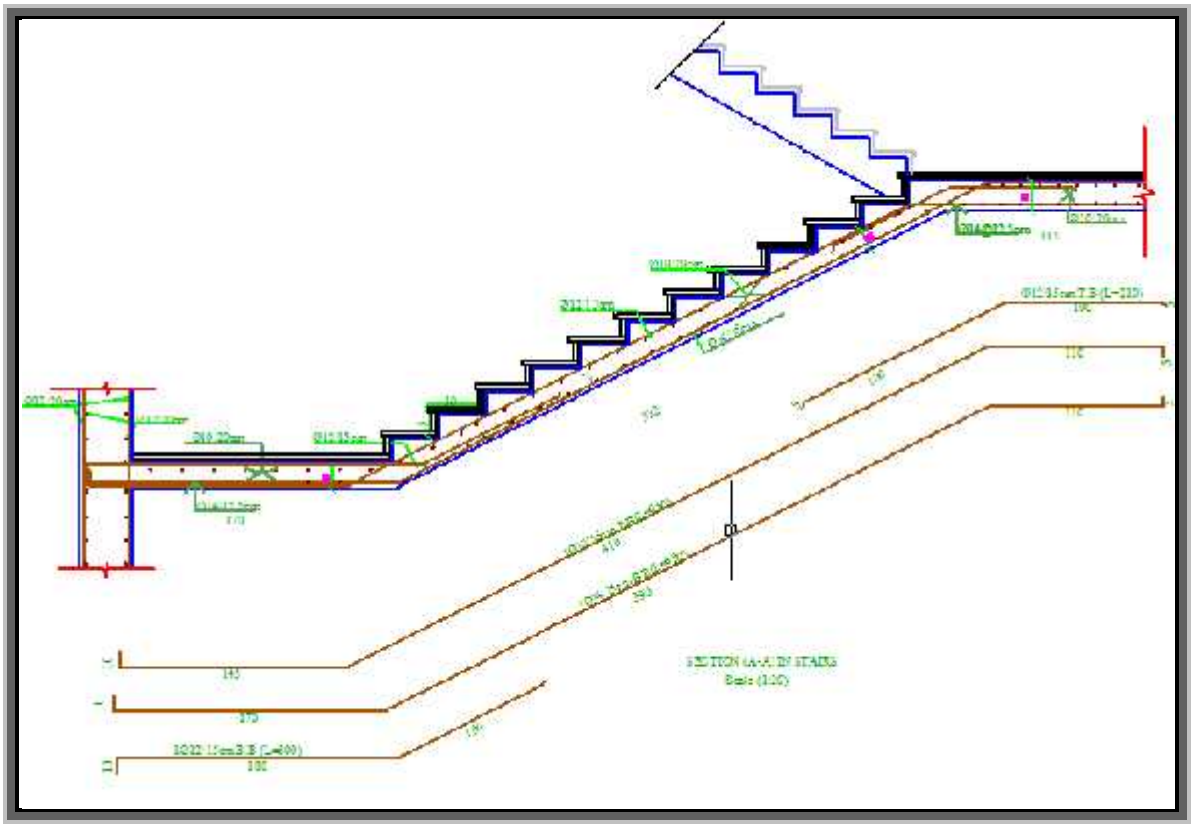


Fig.(4-12) Section A-A of stairs

Design of landing:- same thickness =20 cm

Dead load = 7.66 KN/ m .

Live load = 5.0 KN/ m .

- Vu = 38.3 KN .
- $\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 106 KN$
- Vu = 38.3 KN < Ø.Vc = 106 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

Design of moment :-

Mu = 42.6 KN.m.

Mn req = 42.6 / 0.9 = 47.3 KN.m.

d = 173 mm.

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

$$k_n = \frac{47.3 * 10^{-3}}{1 * 0.173^2} = 1.58 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.58}{420}}\right) = 0.0039.$$

As req = 0.0039*1000*173 = 674.7 $mm^{2.}$

$$\mathbf{A}s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$A s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(173) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(173)$$

$$A s \text{ min} = 504.5 \quad \leq \quad 576.7$$

➢ **$\mathbf{A}s$ min = 674.7 mm^2 …….Control.**

Use 1Φ 12@ 15cm. …….. with As =(100 / 15)*112 = 746.7 mm^2.

As provided=746.7 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$746.7 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.4\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{15.4}{0.85} = 18\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{173 - 18}{18} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.025 > 0.005 \longrightarrow ok$$

- **For shrinkage and temperature use Φ 10@ 20 cm .**

4.11 Design of Isolated Footing (F01):

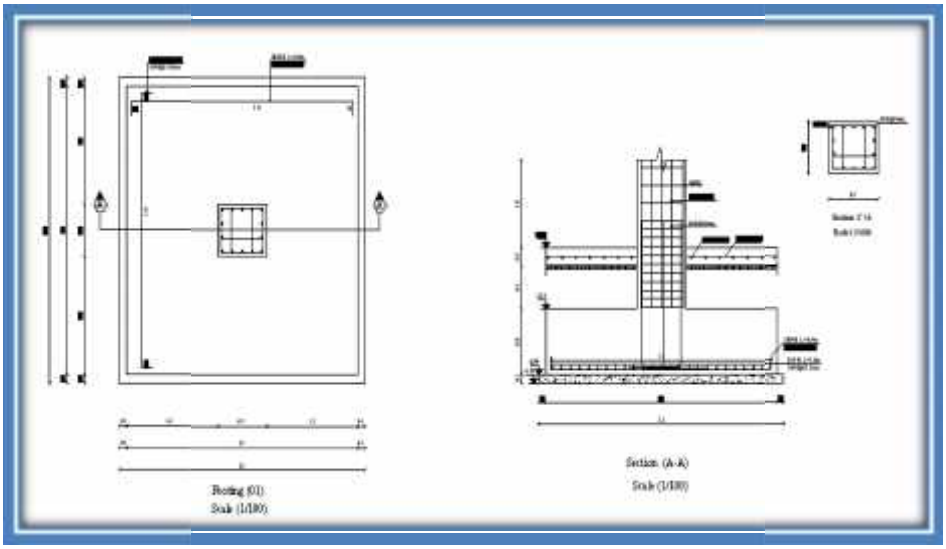


Fig. (4-7) Geometry of Footing (F01)

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F01) :

4.11.1 Load Calculation:

From Column 27 Part B :

Service load=1900kN

Factored Load = 2500 kN.

Soil Weight = 18 kN/m^3.

Soil Depth = 1 m.

Column geometry 60×40 cm.

Allowable Soil Pressure = 400 kN/m^2.

4.11.2 Design of Footing Area:

Assume footing to be about (75 cm) thick.

$$A = \frac{Force(service)}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 400 - 5 - 1.0 \times 18 - 0.5 \times 25$$

$$q_{all.net} = 364.5 kN/m^2$$

$$A = \frac{1900}{364.5}$$

$$A = 5.21m^2$$

$$A = W \times L = 5.21m^2$$

$$L = W = \sqrt{5.21} = 2.28m \cong 2.3m$$

$$q_u = \frac{Force(Factored)}{A} = \frac{2500}{5.21} = 480.0kN/m^2$$

Where :

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

4.11.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 75 cm ……d = 750-75-20 = 655 mm

- **Check For One Way Action:-**

$$V_u = (\frac{(L-a)}{2} - d) \times q_u \times W$$

$$V_u = (\frac{(2.3-0.6)}{2} - 0.655) \times 460 \times 2.3$$

$$V_u = 206.3kN$$

For X - direction

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.3 \times 0.655 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 922.5kN$$

$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

For Y- direction

Surely it will be satisfied since 0.4< 0.6 ...

- **Check for Two Way Action :-**

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

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{c}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{40} = 1.5$$

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

= 2×{(a+d) + (b+d)} = 2×{(0.60+0.655) + (0.40+0.655)} = 4.62 m.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{1.5}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d = 0.38\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{40 \times 0.655}{4.62} + 2\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.64\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{f_c'}.b_o.d.....Control$$

Vu = 460* ((2.3*2.3)-(1.055*1.255)) = 1824.35 kN

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{24} \times 4.62 \times 0.655 \times 10^3$$

$Vc = 4936.7kN.....¤ = 0.75$

$¤Vc = 0.75 \times 4936.7 = 3702.5kN$

$¤Vc > Vu.....OK.$

4.11.4 Design for Bending Moment:

At X- Direction

$$Mu = 480 \times 2.3 \times 0.85 \times \frac{0.85}{2} = 398.8 kN.m \quad (2.3\text{-}0.6)/2=0.85$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{398.8}{0.9} = 443.1 \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{443.1}{2.3 \times (0.655)^2} = 0.45 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.45}{420}}\right) = 0.001083$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ \times b \times d = 0.001083 \times 2300 \times 655 = 1631.5 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2300 \times 750 = 3105 \ mm^2$$

$$As \min = Asreq = 3105 mm^2 .....control$$

$$select \ 13¤18 \ with As = 3302 \ mm^2 > Asreq. = 3105 \ mm^2$$

At Y- Direction

$$Mu = 480 \times 2.3 \times 0.95 \times \frac{0.95}{2} = 498.18 kN.m \qquad //(2.3\text{-}0.4)/2=0.95$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{498.18}{0.9} = 553.5 \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{553.5}{2.3 \times (0.655)^2} = 0.56 Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.56}{420}}\right) = 0.00135$$

$$As_{Req.} = ° \times b \times d = 0.00135 \times 2300 \times 655 = 2037 \ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2300 \times 750 = 3105 \ \ mm^2$$

$$As = Asreq = 3105 mm^2 .....control$$

$$select \ \ 13¤18 \ \ with As = 3302 \ \ mm^2 > Asreq. = 3105 \ \ mm^2$$

4.11.5 Check for Strain:

At X- Direction

Tension = Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$3302 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2300 \times a$$

$$a = 29.5 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{29.5}{0.85} = 35 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{655 - 35}{35} \times 0.003$$

$$£_s = 0.053 > 0.005 \qquad .....OK$$

At Y- Direction

Tension = Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$3302 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2300 \times a$$

$$a = 29.5 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{29.5}{0.85} = 35 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{655 - 35}{35} \times 0.003$$

$$£_s = 0.053 > 0.005 \qquad .....OK$$

4.11.6 Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(24)(0.4*0.6)*10^3 = 3182.4kN > 2500\text{KN}.$

Since ΦPn>Pu.

$\therefore$ **Dowels are not required for load transfer**

4.11.7 Development Length (L_d):-

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

Ldb= $\frac{420}{4\sqrt{24}} \times 16 = 385.8mm$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b=0.04(420)*18 =325.08 mm

Available Ld =h-cover-db=75-7.5-1.8=65.7 cm

65.7 > 38.6 ……. OK

ℓ_s = *0.071*fy *db = 0.071 * 420 * 18 = 53.7 m …… use lap splices length 60 cm*

4.15 Design of shear wall :-

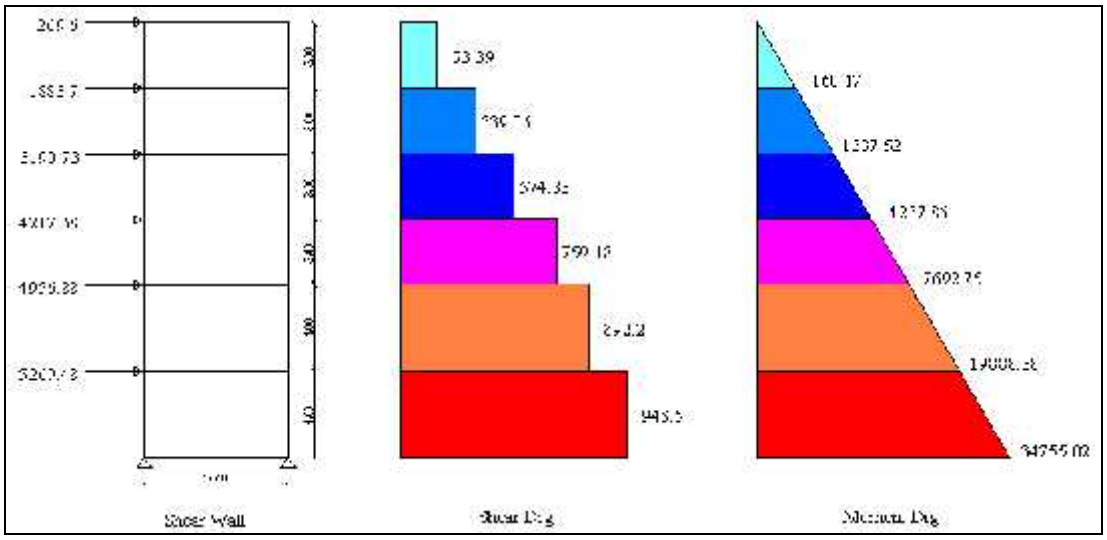


Fig.(4.13) Moment and Shear Diagrams

Fc = 24 MPa

Fy = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 6 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.7 m story height

Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 1290.4KN$$

Design of shear

$$\frac{lw}{2} = \frac{6}{2} = 3m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{11.1}{2} = 5.55\ m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 4.8 * 10^{3} = 979.8\ KN\ (control\ )$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume \quad N_u = 0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 4.8 * 10^{3}}{4} + \frac{0 \times 4.32}{4 \times 5.4} = 1469.7\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 0.7 > 0$$

$$\therefore V_{c3} = Will \quad apply$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{6\left(\sqrt{24} + 0\right)}{0.7} \right] \times \frac{0.25 \times 4.8}{10} \times 10^{3} = 5332.9KN$$

$$Vs = Vn - Vc\ 1$$

$$\therefore = (1290.4 / 0.75) - 979.8 = 740.7\ KN$$

$$\left(\frac{Av}{S\ 2} \right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{0.7407}{420 * 4.8} = 0.000036 \quad m$$

$$\left(\frac{Avh}{S\ 2} \right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = 0.625\ mm$$

$$S\ 2 = \frac{Lw}{5} = 6000 / 5 = 1200\ mm$$

$$S\ 2 = 3 * h = 3 * 250 = 750\ mm$$

$$select \longrightarrow 2\ \text{¤}\ 10 \longrightarrow As = 158\ cm\ 2$$

$$\frac{Av}{S\ 2} = 0.625\ mm > 0.178$$

$$\frac{158}{S\ 2} = 0.625 \rightarrow S\ 2 = 252.8\ mm$$

$$Select \longrightarrow S\ 2 = 25\ cm < Sreq = 25.2\ cm$$

$$S\ 2\ selected = 25\ cm < 75\ cm < 110\ cm$$

$$use \longrightarrow 2\ \text{¤}\ 10\ @\ 25\ cm\ (c / c)\ in\ 2\ layer$$

select 2Φ 10 / 25cm In tow layer

$\therefore$ *Use*¤12@20*cm* *c* / *c* *For* the reinforcement in two layers (*horizental*)

Design of the Vertical reinforcement :-

$$\circ_{\min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.1}{6} = 1.85 < 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 6000 = 2000mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$Select \quad 2¤10 \quad With \quad area \quad As = 158mm^2$$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 250$$

$$\therefore S_1 = 252.8mm$$

$$Select\, S_1 = 25cm < 25.2cm$$

$$S = 25cm < 75cm < 200cm$$

$$\longrightarrow Select \quad 2¤10/25 \quad cm \quad c/c$$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{Lw}{4.5}\right) = \frac{6}{4.5} = 1.43m$$

$$C = C - 0.1 \times L_w$$

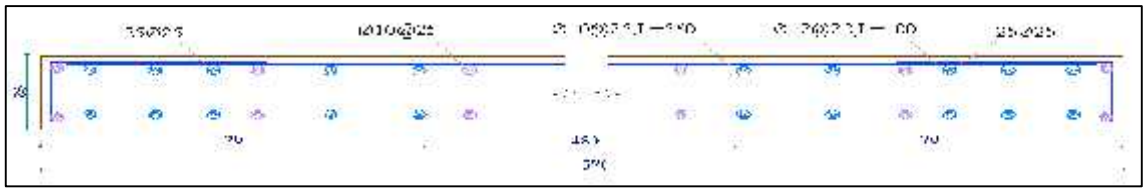
$$C = 1.43 - 0.1 \times 6 = 0.83m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.43}{2.0} = 0.72$$

Fig.(4.14): Section in shear wall

Select The boundary element $= 85cm$

$$\text{Asv}= As_v = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{6}{0.25} \times 158 = 3792mm^2$$



$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \quad * fc * Lw * h/(As * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 6 \times 0.25/(3792 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.055$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)$$

$$= 0.9 * 420 * 0.5 * 3792 \times 10^{-6} \times 6 * (1 - \frac{0.055}{2}) = 4060\, kn.m$$

$$Mu_{Design} = 6683.83 - 4060 = 2623.83\, kn.m$$

$$Ast = \frac{Mu/¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{2623.83 \times 10^6 / 0.9}{420 \times (6000 - 850)} = 1347.83mm^2$$

$$As = 1347.83 + (6 \times 79) = 1821.83mm^2$$

$$\therefore Use ¤16 \longrightarrow Select\, 10¤16$$

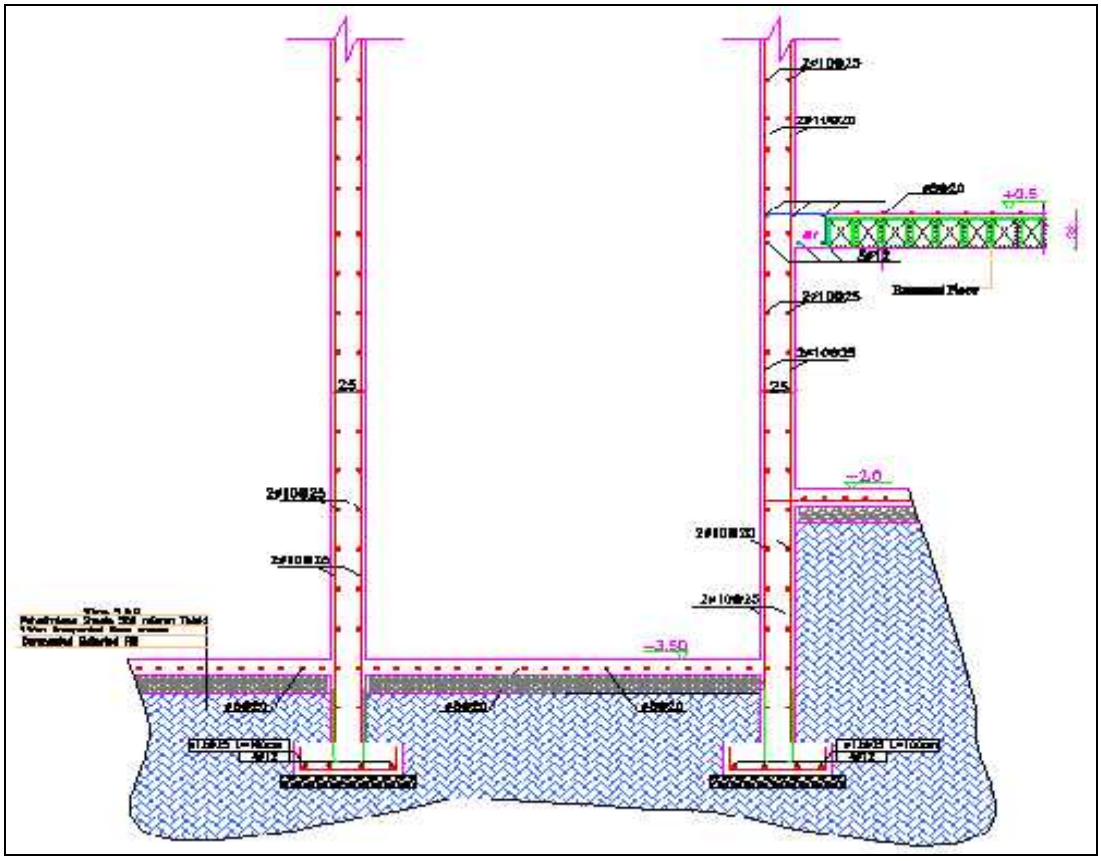


Fig.(4.15): Details of shear wall