بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ " دار مسنين "

فريق العمل

مأمون جهاد مخامرة **معاذ محمد شلالدة**

إشراف

د. ماهر عمرو .

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا الجامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن الوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

الخليل ،فلسطين

٢٠١٦م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ " دار مسنين "

فريق العمل

مأمون جهاد مخامرة **معاذ محمد شلالدة**

إشراف

د. ماهر عمرو .

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا لجامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

الخليل ، فلسطين

٢٠١٦م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " دار مسنين "

فريق العمل

مأمون جهاد مخامرة **معاذ محمد شلالدة**

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة ، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية ، وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. ماهر عمرو	د. غسان دويك
.....	.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

٢٠١٦م

الإهداء

إلى المعلم الأول سيد البشرية ... **رسولنا محمد بن عبدا** (عليه الصلاة والسلام)

إلى الشموع المحترقة لإنارة الدرب إلى ...أساتذتي

إلى ... نبع العطاء وسيل الحنان إلى ... **أمي** العزيزة

إلى أسوة الصغر وقدوة الكبر إلى ... أبي العزيز

إلى من هم أحق منا بالحياة إلى ..... الشهداء

إلى عنوان سعادتي إلى .. إخوتي الأعزاء

إلى هبة السماء إلى .. أصدقائي الأوفياء

إلى منهل العلم إلى ... **جامعتي**

إلى من أحبني وأحببته ...

إلى مدينة ، يطا – **ترقوميا** ، بأهلها وأرضها ...

نهدي هذا البحث

أنا لا أهدي إليكم ورقا غيركم يرضى بحبر وورق

إنما أهدي إلى أرواحكم فكرا تبقى إذا الطرس احترق

فريق العمل

شكر وتقدير

في مثل هذه اللحظات يتوقف القلم ليفكر قبل أن يخط الحروف ويجمعها في كلمات ... تتبعثر الأحرف وعبثا أن تجمع في سطور ... ولا بد ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية وقبل أن نبدأ مرحلة جديدة في الحياة لا بد من وقفة ...

الحمد لله كثيرا عدد خلقه وزنة عرشه، ورضا نفسه ، ومداد كلماته ، الذي وفقنا وأعاننا على إتمام هذا العمل راجين منه عز وجل أن يكون هذا المشروع عملا متقنا وكاملا وأن يكون ثمرة محصول الدراسة في تخصص المباني .

أتقدم بالشكر والعرفان والامتنان إلى جامعتي الموقرة جامعة بوليتكنك فلسطين ، كما نتقدم بالشكر والتقدير إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وموظفيها الأفاضل .

أتقدم بجزيل الشكر وعميق التقدير عرفانا بالجميل إلى الدكتور : ماهر عمرو الذي كان لتوجيهاته وملاحظاته الدقيقة فضل إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود .

لو كنت أعلم غير الشكر منزلة أوفى من الشكر عند الله في الثمن

أخلصتها لك من قلبي مطهرة شكرا على ما أوليت من حسن

ونتقدم بعظيم الشكر والامتنان لوالدينا الذين تعلمنا منهم الأخلاق والصبر والمثابرة وحب العلم .... حفظهم الله وأدام في عمرهم .

ونشكر كل من ساعدنا وشجعنا وقدم لنا العون على انجاز هذا البحث .

والشكر أولا وأخيرا لله رب العالمين

فريق العمل

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لـِ " دار مسنين "

فريق العمل

مأمون جهاد مخامرة

معاذ محمد شلالدة

إشراف

د. ماهر عمرو .

ملخص المشروع

تتلخص فكرة المشروع حول التصميم الإنشائي لمبنى "دار مسنين"، حيث إن المشروع عبارة عن مبنى مكون من أربع طوابق بمناسيب مختلفة ومساحات طابقية متفاوتة ، بمساحة إجمالية ٤٠٠٠ متر مربع تقريبا ، حيث يمثل المشروع مرآة حقيقية لفن العمارة الإسلامية ، حيث إن تصميمه يحتوي على الناحية الوظيفية والعمرانية للفن الإسلامي ، يحتوي المشروع على جميع الأقسام والخدمات التي تخدم المسنين ، وتم تصميم المشروع على الحل الإنشائي الأمثل .

وتم الاعتماد في التصميم على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI-318)، وتم استخدام بعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل : Atir , Safe , Etabs , AutoCad , Sab , StaadPro , Sp Column , Robot, Revit . ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى .

والله ولي التوفيق

The Structural Design of "Elderly House"

By

Moath Mohammad Shalalfeh **Ma'moun Jehad Makhamra**

Supervisor

Dr. Maher Amr

Project Abstract

The Conclusion Of this Project is the structural design of the building " Elderly House" , the project is a four-story different contour intervals and areas of floor building, with a total area of almost 4,000 square meters, the project represents a true mirror of Islamic architecture, where the design contains a functional and architectural Islamic art, the project contains all the departments and services that serve the elderly, and the project was designed on the structural optimization solution.

Has been working on the design requirements of the American Concrete Code (ACI-318), and was using some constructional design programs and drawing programs such as: Atir, Safe, Etabs, AutoCad, Sab, StaadPro, Sp Column, Robot. It is worth mentioning that it was used the Jordanian code to determine live loads.

God grants success

فهرس المحتويات

	المحتويات	رقم الصفحة
١	صفحة العنوان الرئيسية	I
٢	نسخة صفحة العنوان الرئيسية	II
٣	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	III
٤	الإهداء	IV
٥	الشكر و التقدير	V
٦	ملخص المشروع باللغة العربية	VI
٧	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	VII
٨	فهرس المحتويات	VIII
٩	فهرس الجداول	XVIIII
١٠	فهرس الأشكال	XIII
١١	فهرس الاختصارات	VIIII
	الفصل الأول : المقدمة	
١-١	**مقدمة المشروع**	١
١-٢	أهداف المشروع	١
١-٣	**مشكلة المشروع**	١
١-٤	**حدود مشكلة المشروع**	٢
١-٥	**المسلمات**	٢

٦-١	فصول المشروع	٢
٧-١	اجراءات المشروع	٢
٨-١	المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع	٤
	الفصل الثاني :الوصف المعماري للمشروع	
١-٢	مقدمة	٥
٢-٢	لمحة عن المشروع	٥
٣-٢	موقع المشروع	٦
٤-٢	أهمية المشروع	٦
٥-٢	عناصر الحركةفي المبنى	٧
٦-٢	حركة الشمس والرياح	٧
٧-٢	دراسة عناصر المشروع	٨
٨-٢	وصف الحركة	١٧
	الفصل الثالث : الوصف الانشائي للمشروع	
١-٣	مقدمة	١٨
٢-٣	هدف التصميم الإنشائي	١٨

٣-٣	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	١٩
٣-٤	الاختبارات العملية	١٩
٣-٥	الأحمال	١٩
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢٠
٣-٧	البرامج الحاسوبية المستخدمة	٣٢
	الفصل الرابع :التحليل والتصميم الانشائي	
4.1	Introduction	33
4.2	Design of Rib (0C/01)	34
4.3	Design of two way solid slab	46
4.4	Design of Beam "0C\02" for ground floor	50
4.5	Design of long column (C11)	59
4.6	Design of Isolated Footing (F11)	62
4.7	Design of shear wall (W4)	67

4.8	Basement wall	70
4.9	Design of Stair	72
4.10	Design of strip footing	77
4.11	Design of Mat Foundation	80
	الفصل الخامس :النتائج والتوصيات	
٥-١	النتائج	٨٥
٥-٢	التوصيات	٨٥
٥-٣	المراجع	٨٦
٥-٤	الملحقات	٨٧

فهرس الجداول

العنوان	الجدول	الصفحة
١-١	المخطط الزمني لمراحل العمل بمقدمة بالمشروع	٣
٢-١	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٤
١-٣	يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .	٢١
٢-٣	يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٢
١-٤	Calculation of the total dead load for one way rib slab.	٣٥
٢-٤	Dead load calculation for topping	٣٦
٣-٤	calculation of the Dead load solid	٤٨

فهرس الأشكال

العنوان	الشكل	الصفحة
١-٢	مخطط الموقع المقترح للمشروع	٦
٢-٢	تأثير حركه الرياح والشمس على الموقع البناء	٨
٣-٢	المسقط الأفقي للطابق التسوية	٩
٤-٢	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	١٠
٥-٢	المسقط الأفقي للطابق الأول	١١
٦-٢	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١٢
٧-٢	الواجهة الجنوبية	١٤
٨-٢	الواجهة الشمالية	١٤
٩-٢	الواجهة الشرقية	١٥
١٠-٢	الواجهة الغربية	١٥
١٠-٢	مقطع (A-A)	١٦
١١-٢	مقطع (B-B)	١٦
١-٣	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٢٢
٢-٣	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .	٢٣
٤-٣	عقدة مصمتة باتجاه واحد .	٢٤
٥-٣	عقدة مصمتة باتجاهين .	٢٤
٦-٣	العقدات المفرغةفي اتجاه واحد	٢٥
٧-٣	العقدات المفرغة في اتجاهين	٢٥
٨-٣	تفريد حديد عقدات مفرغة.	٢٦
٩-٣	أشكال الجسور	٢٧
١٠-٣	أنواع الأعمدة المستخدمة	٢٨

١١-٣	جدار القص	٢٩
١٢-٣	فواصل التمدد	٣٠
١٣-٣	شكل الأساس المفرد	٣٠
١٤-٣	مقطع توضيحي في الدرج	٣١
١-٤	Rib(0C/01) at the ground floor slab	٣٤
٢-٤	Section of one way ribbed slab	٣٥
٣-٤	Typical section in Topping	٣٦
٤-٤	Geometry of Rib (*0C/01*)	٣٧
٥-٤	Moment Envelope of Rib(0C/01).	٣٨
٦-٤	Plan Of Solid Slab.	٤٦
٧-٤	Reinforcement of solid slab	٥٠
٨-٤	Beam 0C/02	٥٠
٩-٤	Geometry Of beam	٥٢
١٠-٤	Load Of Beam	٥٢
١١-٤	Envelope shear & moment	٥٣
١٢-٤	Reinforcement Of Beam	٥٨
١٣-٤	Column section and reinforcement	٦١
١٤-٤	Top Plan and section of footing	٦٦
١٥-٤	Plan of wall	٦٧
١٦-٤	Top veiw of plan	٦٨
١٧-٤	shear force of wall	٦٨
١٨-٤	moment force of wall	٦٨
١٩-٤	basement wall	٧٠
٢٠-٤	shear & moment of load of basement wall	٧١

٧١	basement wall reinforcement	٤-٢١
٧٢	Stair	٤-٢٢
٧٣	load of flight	٤-٢٣
٧٣	load of landing	٤-٢٤
٧٧	Stair Reinforcement	٤-٢٥
٧٨	basement footing reinforcement	٤-٢٦
٨٠	mat foundation	٤-٢٧
٨٣	Plan and section reinforcement of mat foundation	٤-٢٨

فهرس الاختصارات

Symbol	Description
DL	Dead load.
LL	live load.
W_u	factored total load.
L_n	clear length of member.
δ	thickness of a layer.
γ	unit weight of material.
M_n	nominal moment.
M_u	factored moment at section.
f'_c	Compression strength of concrete.
f_y	specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
ρ	ratio of steel area.
ε_s	strain of tension steel.
Ø	strength reduction factor.
V_n	nominal shear strength.
V_u	factored shear force at section.
V_c	nominal shear strength provided by concrete.
V_s	V_s: nominal shear strength provided by shear reinforcement.
A_s	area of steel.
A_v	area of shear reinforcement.
b	width of compression face of member.

$\mathbf{b_w}$	web width.
d	distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.
h	over all thickness of member.
$\mathbf{P_n}$	nominal axial load.
$\mathbf{P_u}$	factored axial load.
S	spacing between bars.

١

الفصل الأول

نبذة عن المشروع

	المحتويات	رقم الصفحة
١-١	مقدمة المشروع	١
١-٢	أهداف المشروع	١
١-٣	مشكلة المشروع	١
١-٤	حدود مشكلة المشروع	٢
١-٥	المسلمات	٢
١-٦	فصول المشروع	٢
١-٧	اجراءات المشروع	٢
١-٨	المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع	٤

(١.١) المقدمة :

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة ,وأكثرها لزوما على مر العصور ، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة ، كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى دار المسنين لجميع عناصره الإنشائية حيث سيتم العمل على أفضل الحلول الإنشائية في تصميم المشروع .

(٢.١) أهداف المشروع :

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

١) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.
٥) القدرة على استخدام طرق إبداعية في حل المشاكل الإنشائية

(٣.١) مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للوحدات التي تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور والقواعد ....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 .

(٤.١) حدود مشكلة المشروع

يتناول العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية ، حيث سيتم العمل خلال الفصل الأول (٢٠١٥) والثاني من السنة الدراسية (٢٠١٦) من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني، أما بالنسبة لموقع الوحدات الإنشائية فهو من الممكن أن يكون في محافظة في فلسطين لندرة هذه المشاريع وتم اقتراح موقع المشروع في الخليل .

(٥.١) المسلمات

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) .
٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل:

Atir , Safe , Etabs , AutoCad , Sab , StaadPro , Sp Column , Robot, Revit.

(٦.١)فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

(٧.١) اجراءات المشروع

١) اعداد المخططات المعمارية كاملة و التأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وخدماته.
٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للوحدات والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

٧) إعادة التأكد من جميع العناصر التي تم تصميمها ومن جميع محتويات المشروع .

(٨.١) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع

يبين الجدول الملحق رقم (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الاول:

الجدول (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل في مقدمة المشروع.

الأسبوع / المهمة	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة الموقع																
جمع المعلومات																
دراسة المبنى معماريا																
دراسة المبنى انشائيا																
اعداد مقدمة المشروع																
عرض مقدمة المشروع																
التحليل الانشائي																
التصميم الانشائي																
اعداد مخططات المشروع																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الجدول (١-٣) المخطط الزمني لمراحل العمل في مقدمة المشروع.

الأسبوع / المهمة	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
تصميم وتسليح العقدات	■	■	■													
تصميم وتسليح الجسور			■	■												
تصميم وتسليح الاعمدة				■	■	■										
تصميم وتسليح الجدران						■	■	■	■	■						
تصميم وتسليح قواعد الاعمدة			■	■												
تصميم وتسليح قواعد الجدران						■	■	■	■	■						
تصميم وتسليح البئر										■	■	■	■			
تصميم وتسليح قبة الستيل													■	■		
تجهيز واعداد المخططات	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
كتابة نص المشروع												■	■	■	■	
عرض المشروع																■

٢

٢

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

	المحتويات	رقم الصفحة
٢-١	مقدمة	٥
٢-٢	لمحة عن المشروع	٥
٢-٣	موقع المشروع	٦
٢-٤	أهمية المشروع	٦
٢-٥	عناصر الحركة في المبنى	٧
٢-٦	حركة الشمس والرياح	٧
٢-٧	دراسة عناصر المشروع	٨
٢-٨	وصف الحركة	١٧

(٢-١) مقدمة :

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره ، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيله.

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة العمل المعماري ، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى ، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً ، لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض ؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً .

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور ، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى ، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

(٢-٢) لمحة عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى دار المسنين، يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري إسلامي جميل جدا ، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة . إذ تم الحصول على

المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها، والمشروع من إعداد المهندسة راوية غيث .
يتكون المبنى من أربعة طوابق على قطعة أرض مساحتها ٦٠٠٠ متر مربع ، ومساحة البناء ٤٠٠٠ متر مربع.

(٢-٣) موقع المشروع :

عند البدء بتصميم أي مشروع فانه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من اجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى ، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه ، لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة ، وأيضاً فانه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها ، أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها .

يقع هذا المشروع المقترح في مدينة الخليل ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.

(٢-١) مخطط الموقع المقترح للمشروع

(٢-٤)أهمية الموقع :

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين، المستوى الجغرافي أو الاقتصادي ووجود هذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة.أهم هذه الأسباب وجود أربعة من الوحدات في نفس المكان مما يضفي على المنطقة حيوية وقرب هذه الوحدات من بعضها يجعل العملية تكاملية بين الوحدات ، والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

١) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.

٢) حيوية المنطقة .
٣) سهولة الوصول إلى الموقع.
٤) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.
٥) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
٦) احتواء المشروع على تفصيلات إنشائية مفيدة للتعلم والتدرب عليها .

(٢-٥) عناصر الحركةفي المبنى :

يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها ، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

١) الأدراج:

لقد تم تزويد هذا المبنى بمجموعة من الأدراج تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى ، وتتميز هذه الأدراج بموقعها المتوسط بين المساحات التي استخدمها، إضافة إلى وقوعها خارج بوابات الأقسام المختلفة لكي لا تكون مصدرا لإزعاج للمستخدمين في الأقسام ، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع المراجعين ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها.

٢) الممرات :

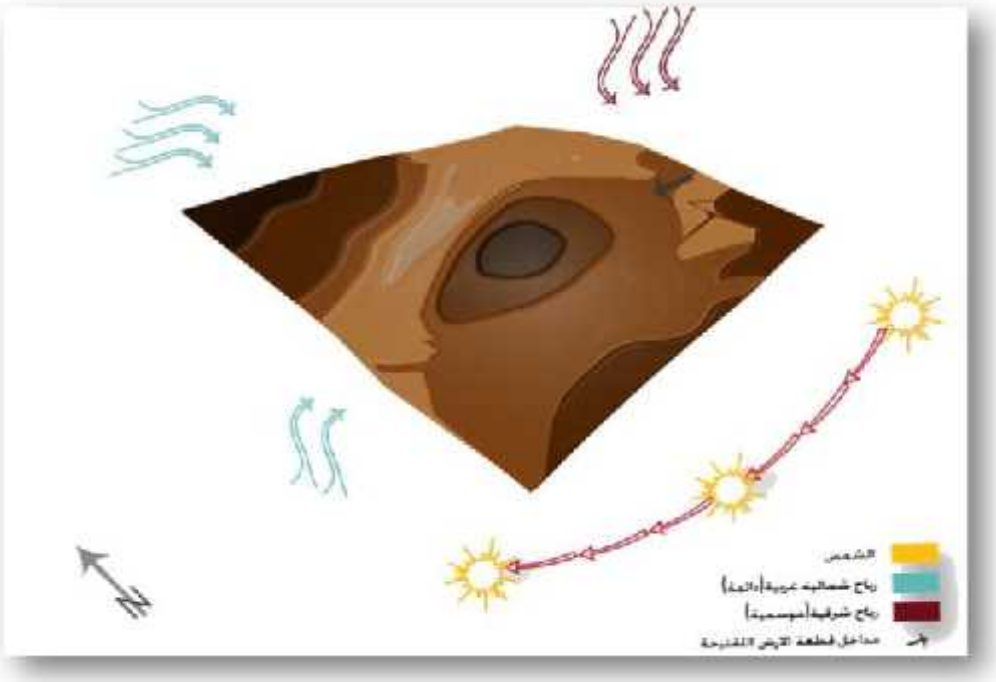
يتمتع المشروع بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة ، كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفر مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد .

٣) فضاء داخلي :

يتمتع المشروع بطابع إسلامي حيث يحتوي على فضاء داخلي ، حيث عمل على توزيع وحدات المشروع إلى ثلاث مناطق .

(٢-٦) حركة الشمس والرياح :

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



الشكل (٢-٢) ، يوضح تأثير حركه الرياح والشمس على الموقع البناء

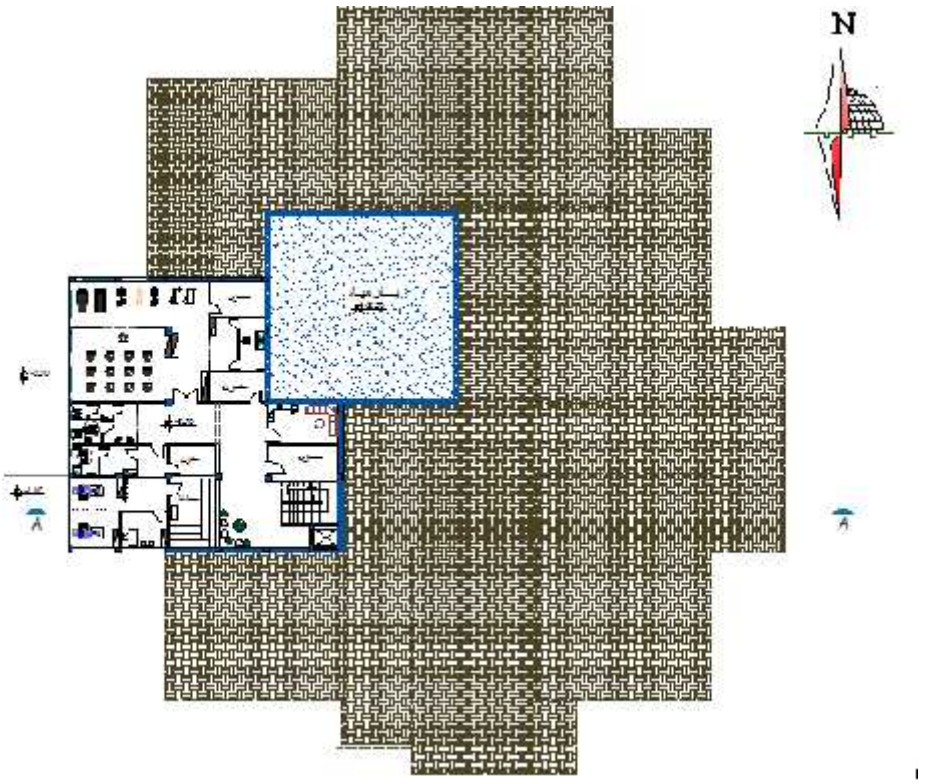
(٢-٧)دراسة عناصر المشروع :

(٢-٧-١) المساقط الأفقية :

(٢-٧-١-١) الطابق تحت الأرضي (Basement floor) :

حيث تبلغ مساحته ٤٣٧.٧ متر مربع ، ومنسوبه هو -٢.٥م عن مستوى الأرض ، أما أقسامه فهو يتكون من :

- صالة رياضية
- قسم للعلاج الطبيعي
- مخازن
- حمامات
- بئر مياه

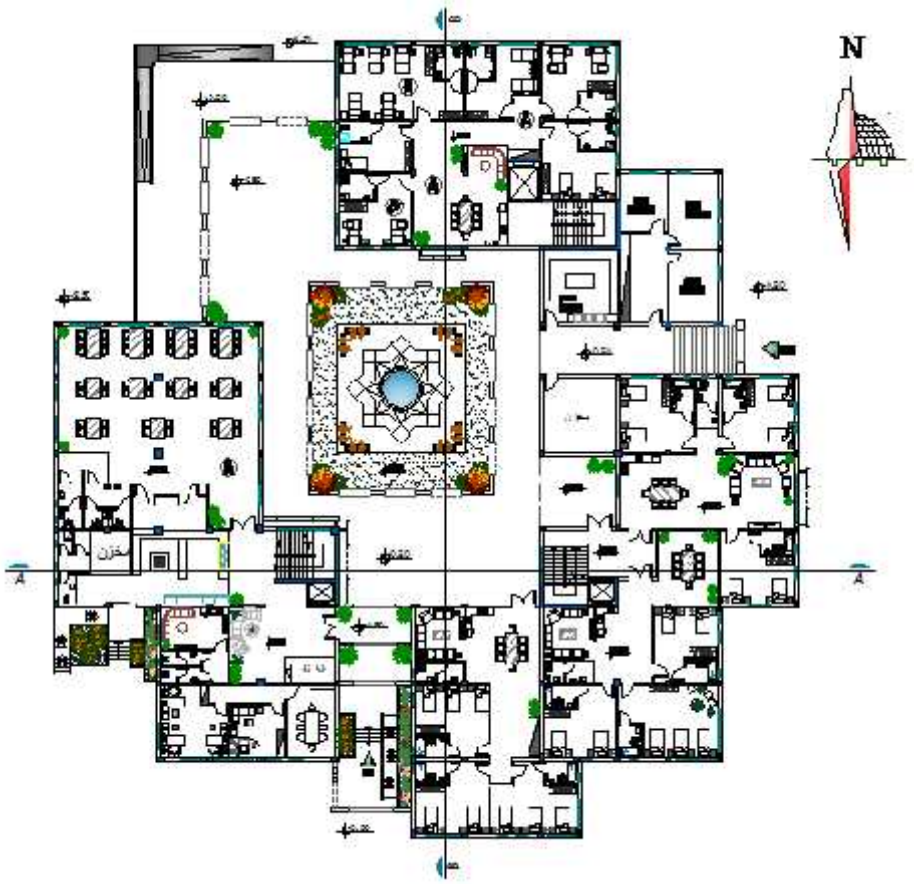


الشكل (٢-٣) المسقط الأفقي للطابق التسوية

(٢-١-٧-٢) الطابق الأرضي (Ground Floor) :

حيث تبلغ مساحته ٢٠٤٤ متر مربع ، حيث إن منسوبه ٠.٨٠م من مستوى الأرض ، أما أقسامه فهي :

- مطعم
- غرف نوم للمسنين
- غرف نوم للمسؤولين
- حمامات
- غرف تخزين وخدمات
- قاعة الاستقبال

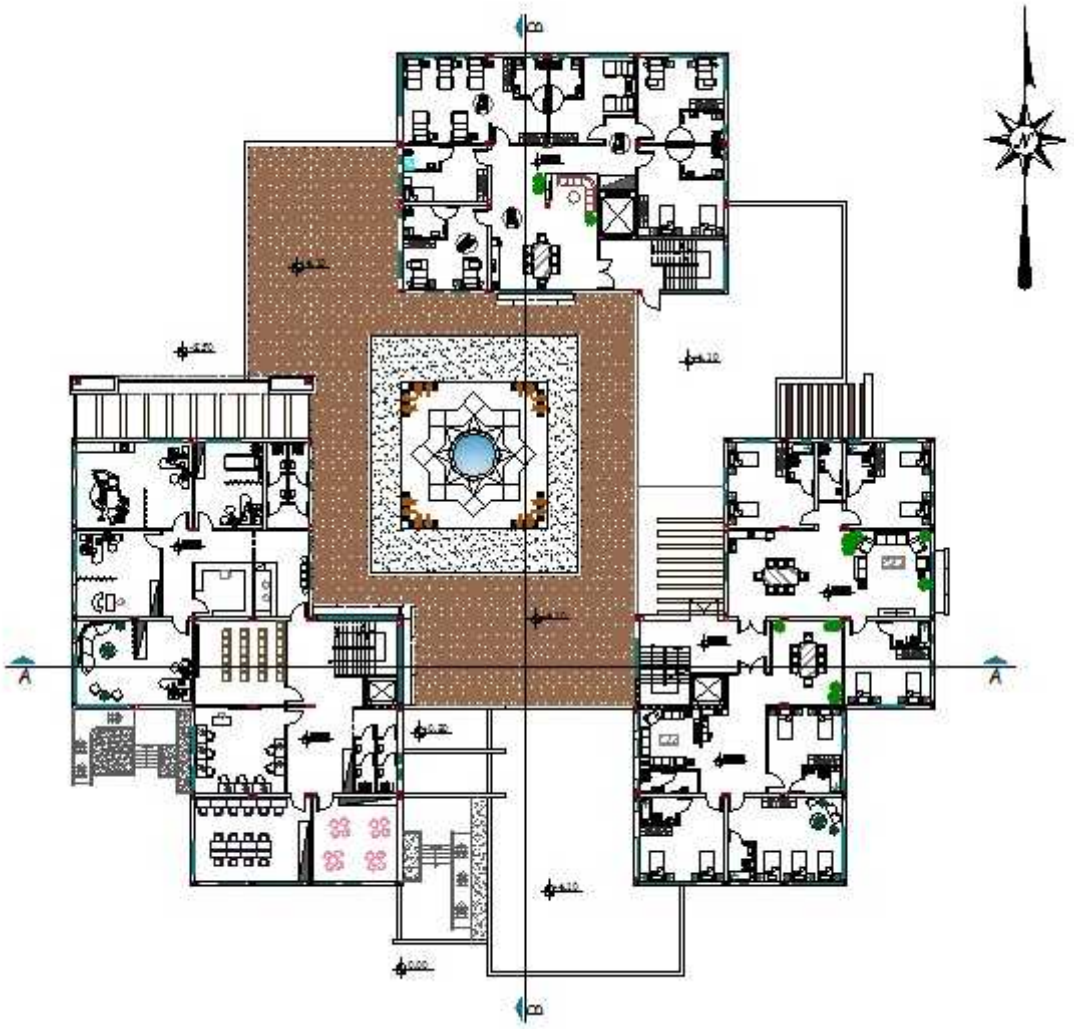


الشكل (٢-٤) المسقط الأفقي للطابق الأرضي

(٢-٧-١-٣) الطابق الأول (First Floor) :

حيث تبلغ مساحته ١٤١٠.١٢ متر مربع ، حيث إن منسوبه ٤.١٠م من مستوى الأرض ، أما أقسامه فهي :

- غرف نوم للمسنين
- غرف نوم للمسؤولين
- حمامات
- غرف تخزين وخدمات
- قاعة الاستقبال

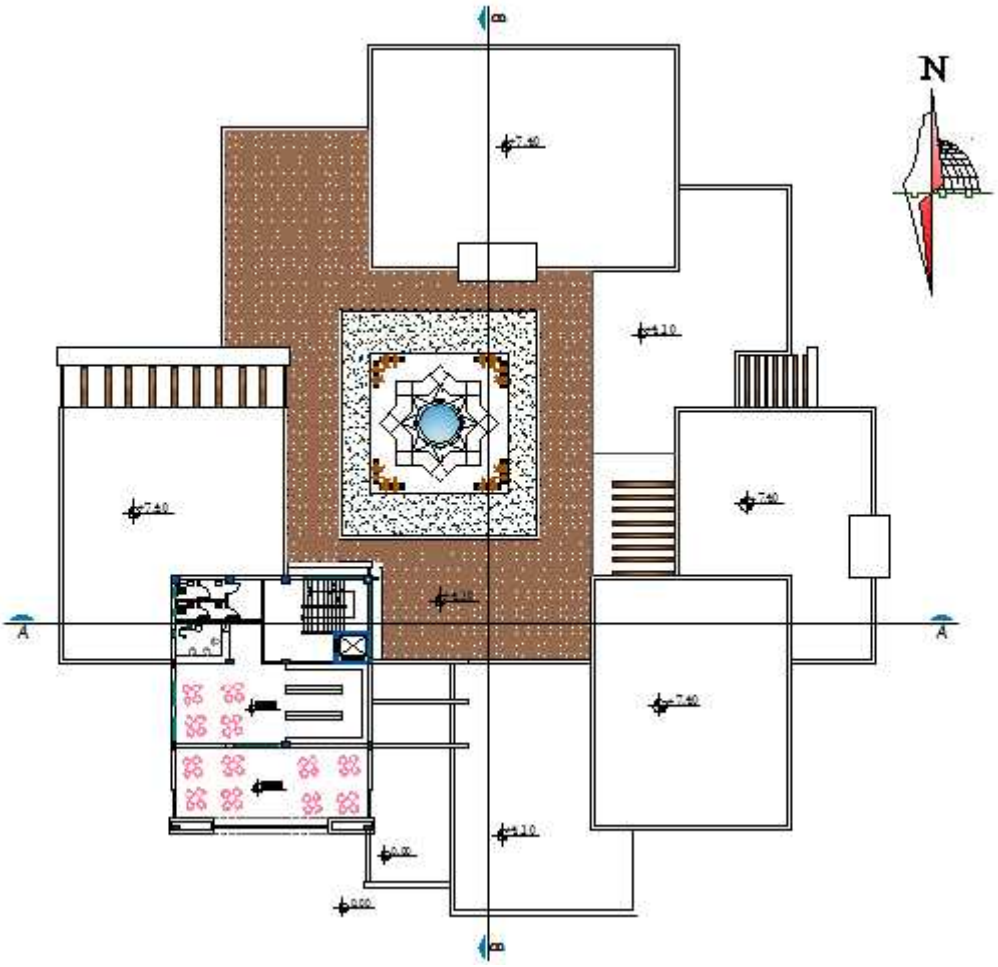


الشكل (٢-٥) المسقط الأفقي للطابق الأول

(٤-١-٧-٢) الطابق الثاني (Second Floor) :

حيث تبلغ مساحته 176 متر مربع ، حيث إن منسوبه ٧.٤٠م من مستوى الأرض ، أما أقسامه فهي :

- حمامات
- مطعم



الشكل (٢-٦) المسقط الأفقي للطابق الثاني

(٢-٧-١-٥) الموقع العام (Site Plan) :

الشكل (٢-١) مخطط الموقع المقترح للمشروع

(٢-٧-٢) وصف الواجهات

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج, وتم استخدام الطراز الإسلامي الأكثر من رائع في جمال الواجهات .

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

(٢-٧-٢-١) الواجهة الجنوبية :

هي الواجهة الرئيسية للمبنى ،حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى، وتطل على الشارع الرئيسي وعلى موقف السيارات وتتميز بأنها تحتوي على تشكيلات معمارية زجاجية ذات طابع تراثي فلسطيني

الشكل (٢-٧) الواجهة الجنوبية

(٢-٧-٢-٢) الواجهة الشمالية :

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الشمالية من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدراج.

الشكل (٢-٨) الواجهة الشمالية

(٢-٧-٢-٣) الواجهة الشرقية :

الشكل (٢-٩) الواجهة الشرقيه

(٢-٧-٢-٤) الواجهة الغربية :

الشكل (٢-١٠) الواجهة الغربية

(٢-٧-٣) المقاطع

(٢-٧-٣-١) مقطع (A-A) :

الشكل (٢-١١) مقطع (A-A)

(٢-٧-٣-١) مقطع (B-B) :

الشكل (٢-١٢) مقطع (B-B)

(٢-٨) وصف الحركة :

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

٣

الفصل الثالث

الوصف الانشائي للمشروع

	المحتويات	رقم الصفحة
٣-١	مقدمة	١٨
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣-٣	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	١٩
٣-٤	الاختبارات العملية	١٩
٣-٥	الأحمال	١٩
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢٠
٣-٧	البرامج الحاسوبية المستخدمة	٣٢

(٣-١) مقدمة:

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها ، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية ، بالإضافة التوفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة،ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318-08M) ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97)، ولاستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :

١) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائيةقادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
٢) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
٣) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثرسلباً على المظر المعماري المطلوب.
٤) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(٣-٣) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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

(٣-٤) الاختبارات العملية :

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات ، ويتم ذلك بعمل ثقوب لاستكشاف في التربة بأعدادوأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها ، ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإسنادية و الذي يعتمد على نوع التربة.

(٣-٥) الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها ، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :

(٣-٥-١)الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

(٣- ٥-١- ١)الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها ، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى ، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً ، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية ، و أعمال الأرضيات ،ومواد العزل ،و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القصارة والتمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة .

والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسبكود الأحمال والقوى الأردني .

رقم البند	المادة (Material)	الكثافةالنوعية، S. Weight (KN/m^3)
1	البلاط (Tile)	23
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	15
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22

(٣- ٥-١- ٢) الأحمال الحية :

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمل الموزعة و المركزة ، وأحمل القصور الذاتي وتم استخدامها في هذا المشروع بحيث يكون هذا الحمل

"5 KN/m^2"، ويمكن تصنيفها كالتالي:

١) الأحمال الديناميكية: مثلا الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
٢) الأحمل الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر ، كأثاث البيوت ، والقواطع ،والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، و المواد المخزنة.
٣) أحمل الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العاملالديناميكي في حالة وجوده ، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
٤) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

(٣- ٥-١- ٣) الأحمال البيئية :

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه ، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها ، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه

الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ،وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

الأحمال البيئية تأتي على أشكال مختلفة من الاحمال منها :

١) أحمال الثلوج:

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٣) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (٣-٢) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

٢) أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام(U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

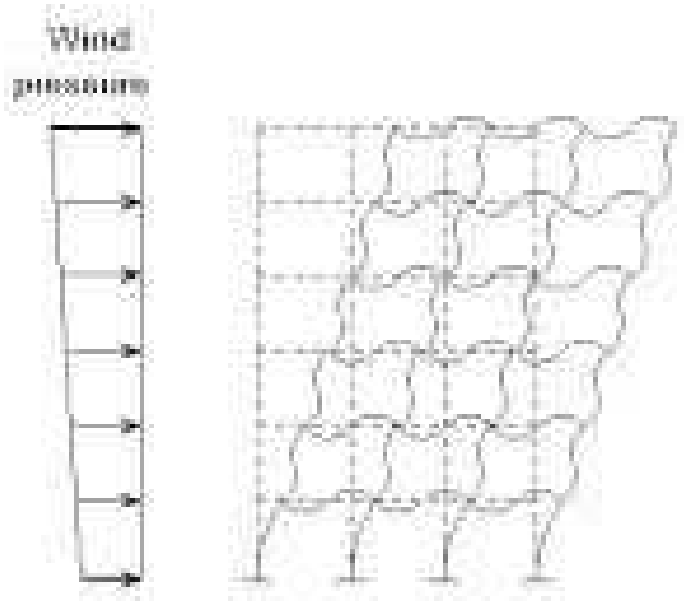
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce:combind height.

Cq:pressure coefficient of structure.

Iw:importance factor.

P:design wind pressure.



الشكل (٣-١) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

٣) أحمال الزلازل :

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ،وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي،وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ , وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل , ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً .

(٣-٥-٢)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساسوقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة بها كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(٣- ٥-٢-١)أحمال الانكماش والتمدد :

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.وجدير بالذكر اناقمنا باختيار احمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الاردني للأحمال والتي هي كالتالي :

Dead load = 4.75 KN/m square.

Life load = 5 KN/m square .

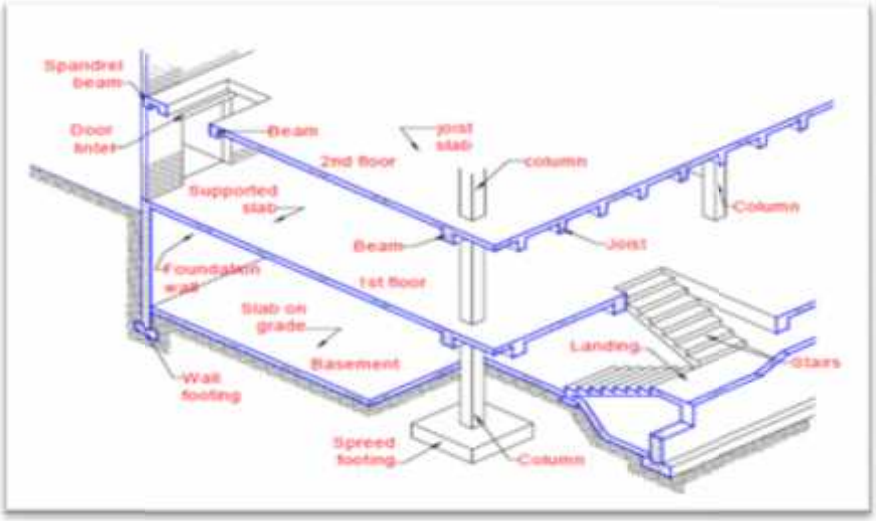
Partitions = 0 KN/m square .

(٣-٦) العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر:

١) الأساسات Foundation .
٢) الأعمدة Columns .
٣) الجسور Beams .
٤) العقدات Slabs .
٥) جدران القص Shear walls .
٦) الأدراج Stairs .
٧) جدران استنادية Retaining Walls .
٨) جدران حاملة Bearing Walls .
٩) فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :



الشكل (٣ - ٢) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(٣-٦-١) العقدات (البلاطات) :

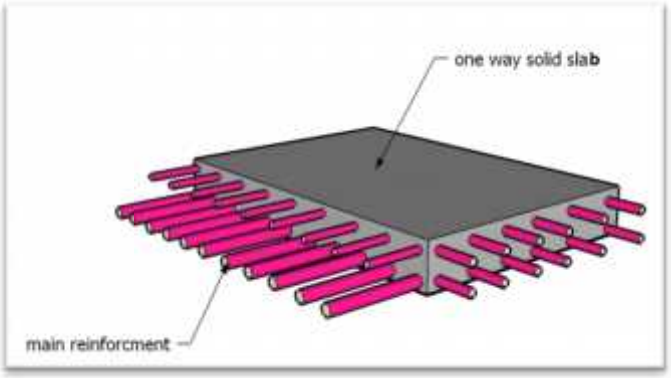
العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات ، ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

١) العقدات المصمتة solid slabs
٢) العقدات المفرغة (الاعصاب)Ribbed Slabs .
٣) البلاطات المسطحة اللاكمرية Flat Slab.

(٣-٦-١-١)العقدات المصمتة Solid Slabs:

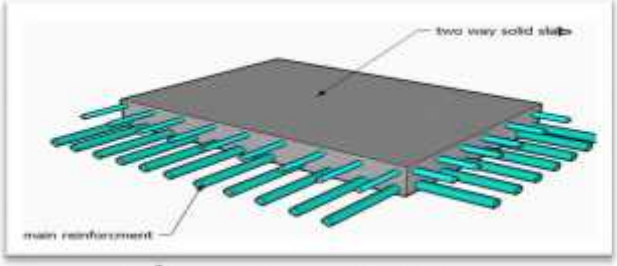
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

١) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣-٤) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

٢) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs.



الشكل (٣ - 0) عقدة مصمتة باتجاهين .

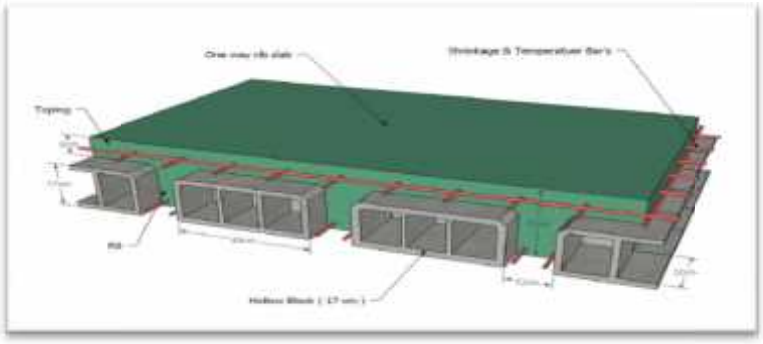
(٣-٦-١-٢) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

١) العقدات المفرغة في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs .
٢) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

١- العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):-

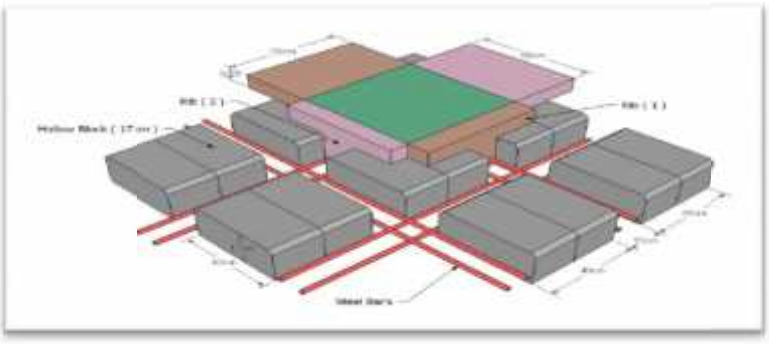
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات غرف التحكم والمراقبة في هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-٦) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

٢- العقدات المفرغة في اتجاهين(Tow Way Ribbed Slabs) :-

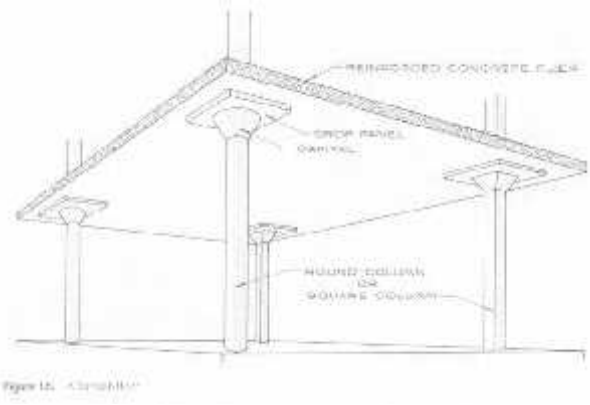
ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (٣ – ٧) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(٣-٦-١-٣) البلاطات المسطحة (اللاكمرية) (Flat Slabs) :

هي عبارة عن بلاطة مسطحة بدون جسور تكون محملة على أعمدة ، وهي اما تكون مع Drop panel او بدون وتكون الاعمدة مع تيجان أو بدون وهي مفضلة لسهولة تشييدها وللمعماريين لعدم وجود جسور ساقطة .



الشكل (٣ – ٨) تفريد حديد عقدات مفرغة.

(٣-٦-٢)الجسور:

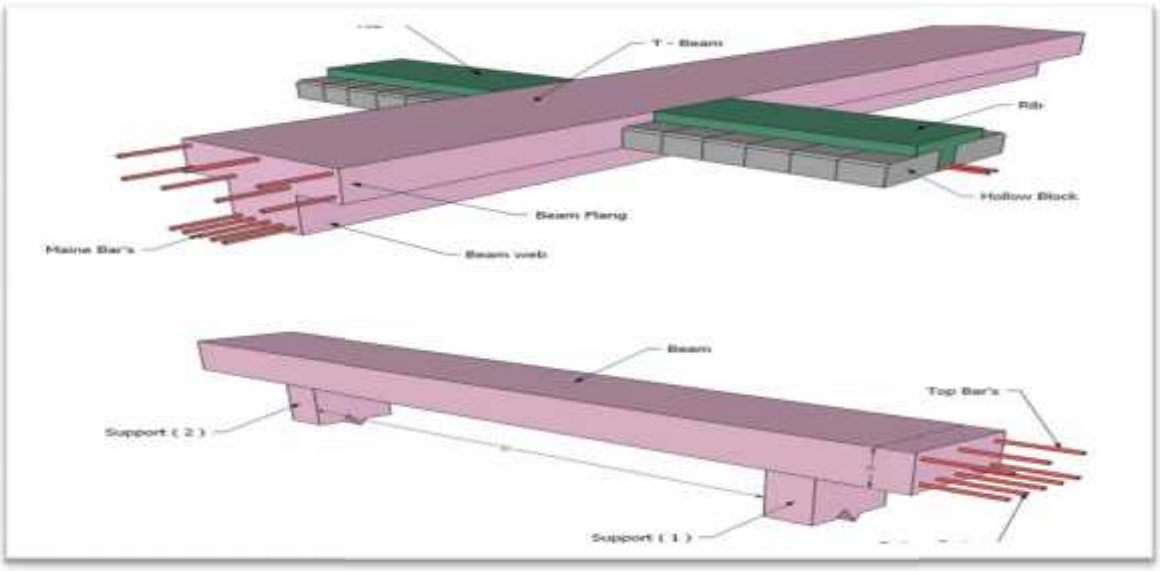
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ،وهي نوعان ، خرسانية ومعدنية ، اما الخرسانية فهي:-

(٣-٦-٢-١) الجسور الخرسانية العادية :

١) الجسور عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢) **الجسور الساقطة** (Dropped Beam) : -

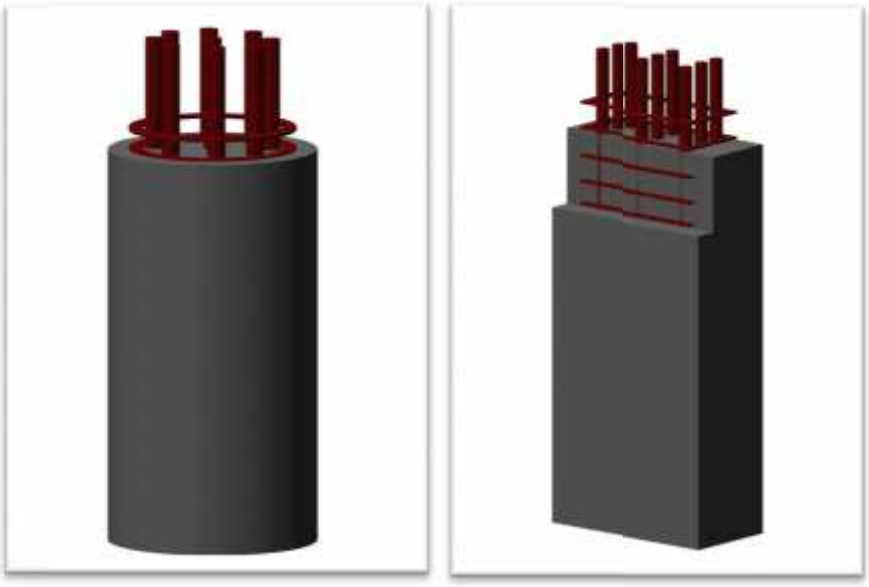
عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين **السفلي** (Down Stand Beam) **أو العلوي** (Up stand Beam)بحيث تسمى هذه الجسور L –(section) , T- section.ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،**فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل القوس(الانحناء)** (Limitation of Deflection).



الشكل (٣- ٩) أشكال الجسور

(٣-٦-٣)الأعمدة :

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنىلذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين ، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول ، فهناك الأعمدة الطويلة، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (٣-١٣) عدد من مقاطع الأعمدة



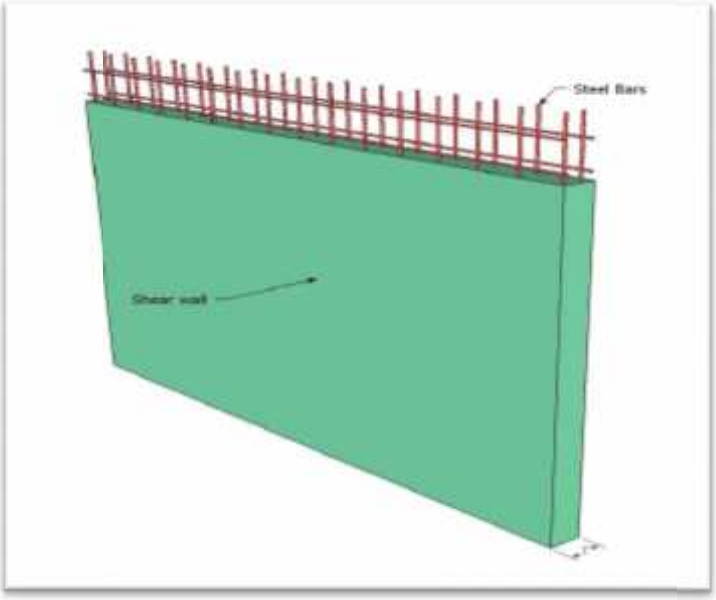
الشكل(٣ – ١٠) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(٣-٦-٤)جدران القص (Shear Wall) :

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 .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة 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 العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ١٤) جدار القص

(٣-٦-٥) فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

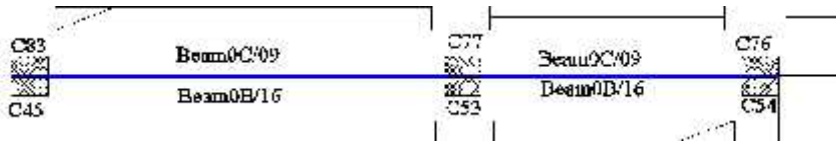
ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها.

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

١) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m) في المناطق الجافة

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي هذا المشروع تم استخدام فواصل تمدد لأن طول وعرض المشروع اكبر من ٥٠ متر .



الشكل (٣ - ١٢) فاصل التمدد الذي تم وضعه في المشروع

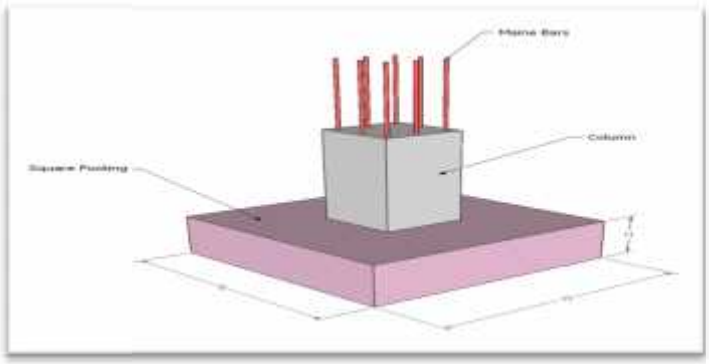
(٣-٦-٦) الأساسات :

وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلاأن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية،أو اساسات لقواعد مفصلة،أو اساسات لبشة او حصيرة.

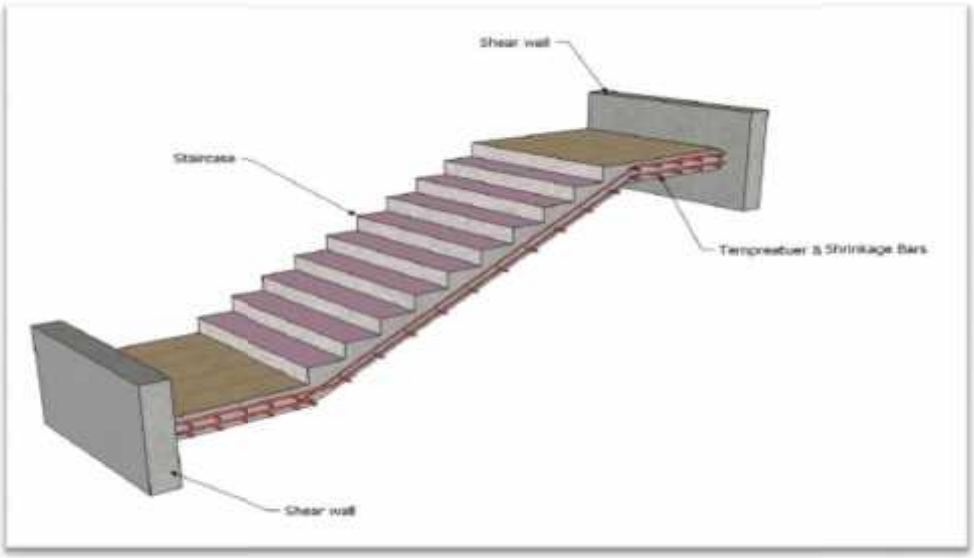
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (٣-١٣) :شكل الأساس المفرد .

(٣-٦-٧)الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة .ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي.



والشكل (٣-١٤) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .

(٣-٧) البرامج الحاسوبية المستخدمة:

١) Autocad2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢) Atir : للتصميم الإنشائي.
٣) Etabs
٤) Safe
٥) Revit
٦) Sab
٧) Staad-Pro
٨) Robot
٩) Sp-Column

4

Chapter Four

Structural Analysis & Design

Contents **Page**

4.1	Introduction	33
4.2	Design of Rib (0C/01)	34
4.3	Design of two way solid slab	46
4.4	Design of Beam "0C\02" for ground floor	50
4.5	Design of long column (C11)	59
4.6	Design of Isolated Footing (F11)	62
4.7	Design of shear wall (W4)	67
4.8	Basement wall	70
4.9	Design of Stair	72
4.10	Design of strip footing	77
4.11	Design of Mat Foundation	80

(4.1) Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others. Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures. Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

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

(4.1.1) Design method and requirements:

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

(4.1.2) Strength design method:

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete. The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

$$\emptyset Mn \geq Mu \qquad \emptyset Pn \geq Pu \qquad \emptyset Vn \geq Vu$$

(4.1.3) Factored loads:

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

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$

Use concrete B300

$f_c' = 24\ Mpa.$, $f_y = 420\ Mpa$, $f_{yt} = 420\ Mpa.$

(4.2) Design of Rib (0C/01) :

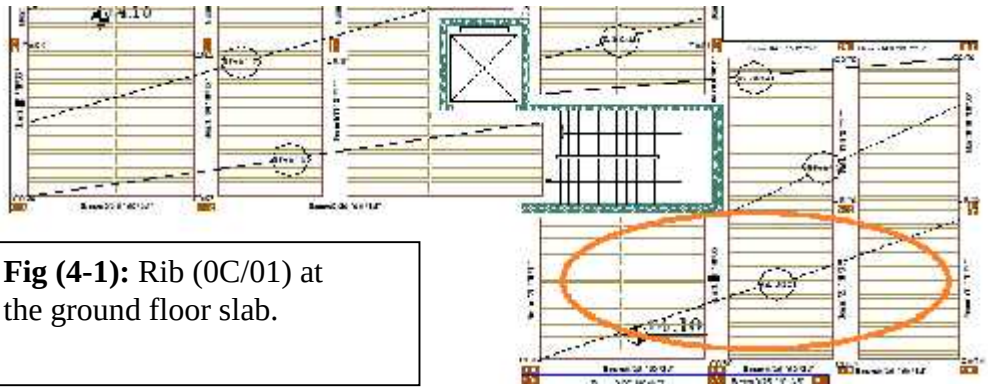


Fig (4-1): Rib (0C/01) at the ground floor slab.

(4.2.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08 , the minimum thickness of one way slabs for deflections a

The maximum span length for one end continuous (for r

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

=580 /18.5 = 31.35cm

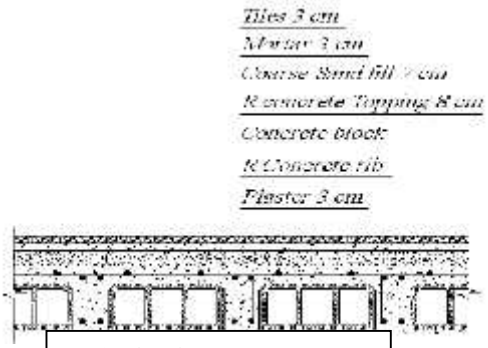


Fig (4-2): Section of one way ribbed slab

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

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

= 400/21 = 19.1cm

Select Slab thickness **, H= 32 cm with**

(block 24cm & Topping 8cm)

(4.2.2) Load Calculation for 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:

Table (4 – 1) : Dead load calculation for one way ribbed slab

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Thickness (m)	Calculation KN/m^2
1	**Tile**	23	0.03	0.03*23*0.52 = 0.3588
2	**Mortar**	22	0.03	0.03*22*0.52 = 0.3432
3	**Sand**	17	0.07	0.07*17*0.52 = 0.6188
4	**Topping**	25	0.08	0.08*25*0.52 = 1.04
5	**Rib**	25	0.12 * 0.24	0.12*0.24*25 = 0.72
6	**Block**	15	0.24 * 0.4	0.24*0.4*15 = 1.44
7	**Plaster**	22	0.02	0.02*22*0.52 = 0.2288
8	**Partitions**	0	-	1*0*0.52 = 0
				4.75 KN/m^2

Nominal total dead load = 4.75 KN/m^2 of rib.

Nominal total live load =5 × 0.52= 2.6 KN/m^2 of rib.

(4.2.3) Design of topping:

The total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2): Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Tile**	23	0.03×23×1=0.69
2	**Mortar**	22	0.03×22×1=0.66
3	**Sand**	17	0.07×17×1=1.19
4	**Reinforced Concrete**	25	0.08×25×1=2
5	**Partition**	0	0×1=0
		∑ =	4.54 KN/m

Nominal total dead load = 4.54 KN/m^2 of rib.

Nominal total live load =5 KN/m^2 of rib

$q_u = 1.2\times D+1.6\times L$

$= 1.2\times 4.54+1.6\times 5 = 13.45$ KN/m. (total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{13.45 * 0.4^2}{12} = 0.179 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6$$

$$= 1.207 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 1.207 \text{ KN.m} > M_u = 0.179 \text{ KN.m}$$

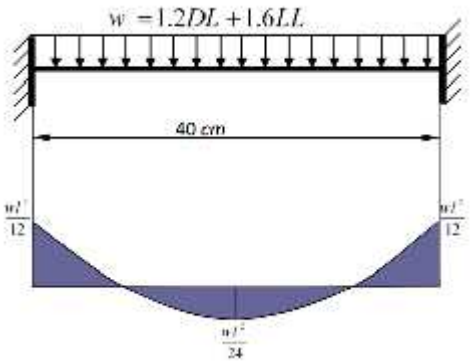


Fig (4-3): Section of topping

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho = 0.0018$

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

Number 0f □8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.86 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.87}$ = 35cm = 350 mm.

- $\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 \times C_c \leq 380\ (\frac{280}{fs})$

  $= 380 \times (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 \times 20 \leq 380 \times (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

  $= 380 \times (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 \times 20 \leq 380 \times (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$

  $= 330$ mm. ≤ 350 mm.
- $\leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240$ mm……..controlled.
- ≤ 450 mm.

∴ Use □8 @ 20 cm in both directions.

(4.2.4) Design constant:-

For T- section is the smallest of the following:
$b_e = L_n/4 = 3200/4 = 800$mm
$b_e = b_w + 16\ t_f = 12 + 16\ (8) = 1400$mm
b_e= c/c spacing between beams =60+400+60= 520mm
Control take be = 52cm

(4.2.5) Diagram For Rib :

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

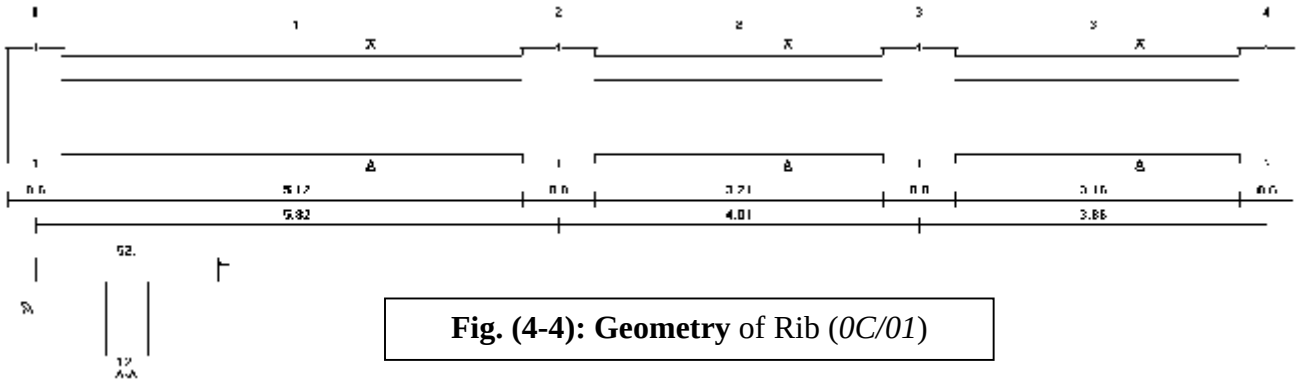


Fig. (4-4): Geometry of Rib (*0C/01*)

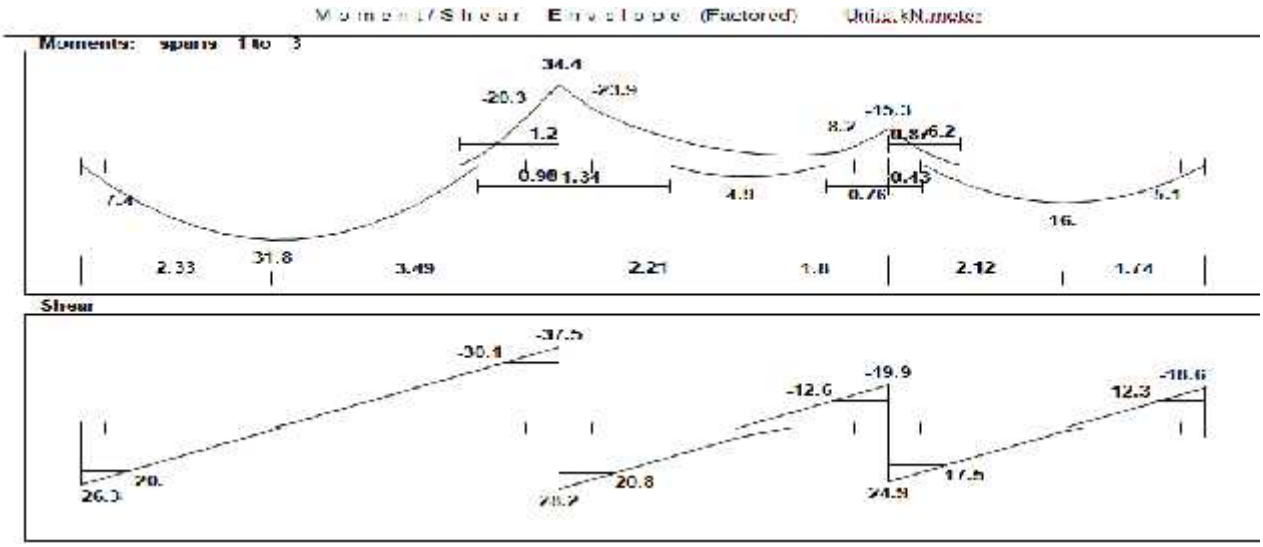


Fig (4-5): Moment & Shear Envelope of Rib(0C/01).

(4.2.6)Flexural Design:

(4.2.6.1) Design for positive Moment for Rib (0C/01):

1- **Mu= 31.8 KN.m**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 8cm , Assume Φ=0.9 , Assume diametar bar Ø12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20– 8 – 12/2 = 286 mm.

$\Phi.Mnf = 0.9*0.85 * f_c * T_f * b_E *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85 (24) (80) (520)(286-(80/2))*10^{-6}$

Φ.Mnf = 187.9 KN.m

ΦMnf =187.9 KN.m > Mu =31.8 kN.m

The rib will act as rectangular

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59\text{MPa}$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{31.8*10^6/0.9}{520*(286)^2} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.83}{420}}\right) = 0.00202$$

A_s = ρ.be .d = (0.00202)* (520)* (286) = 300 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement :

$$As\ \ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$$

$$As\ \ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2$$

Then use 2 Ø14,As=307.9 mm^2

As prov = 307.9 mm^2> As req = 300 mm^2

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

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

$$a = 12.2mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35\,mm$$

β=0.85

d = 287 mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{287-14.35}{14.35} \times 0.003 = 0.057$$

$$£_s = 0.057 > 0.005$$

So Ø = 0.9

2- Mu= 4.9 KN.m

Assume Φ =0.9 , Assum diametar bar Ø12 , d = 286 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59\text{MPa}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{4.9 * 10^6 / 0.9}{520 * (286)^2} = 0.128 \text{ Mpa}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .59\ * 0.128}{420}}\right) = 0\ .000306\ .$$

A_S = ρ.be .d = (0.000306)* (520)* (286) = 45.51 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement :

$$A_s\text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2 \quad \text{(control)}$$

Then use 2Φ 10 ,As=157.1 mm2

As prov = 157.1 mm^2 > As req = 45.51 mm^2

Check for Tension steel yielding:

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 10/2 = 287 mm

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$$

β=0.85

$$£_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{287 - 7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.115$$

$$£_s = 0.115 > 0.005$$

So Ø = 0.9

3- Mu= 16 KN.m

Assume Φ =0.9 , Assum diametar bar Ø12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 12/2 = 286 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59\text{MPa}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{16*10^6/0.9}{520*(286)^2} = 0.418 \text{ Mpa}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.418}{420}}\right) = 0.001 .$$

A_s = ρ.be .d = (0.001)* (520)* (286) = 148.72 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement :

$$A_s\text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2 \quad \text{(control)}$$

Then use 2Φ 10 ,As=157.1 mm2

As prov = 157.1 mm^2> As req = 148.72 mm^2

Check for Tension steel yielding:-

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 10/2 = 287 mm

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157.1*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 6.22mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$$

β=0.85

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{287-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.115$$

$$£_s = 0.115 > 0.005$$

(4.2.6.2) Design for Negative Moment for Rib (0C/01):

1- Mu= - 23.9 KN.m

Assume Φ =0.9 , Assum diametar bar Ø12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 12/2 = 286 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \text{MPa}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2} = \frac{23.9 * 10^6 / 0.9}{120 * (286)^2} = 2.71 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.71)}{420}}\right) = 0.00695$$

As = 0.00695 (120) (286) = 238.5 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement :

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4 mm^2 \quad \text{(control)}$$

Then use 2Φ 14,As=307.88 mm2

As prov = 307.88 mm^2 > As req = 238.5 mm^2

Check for Tension steel yielding:-

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 14/2 = 285 mm

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.82\ mm$$

$$c = \frac{a}{1} = 52.82 \setminus 0.85 = 62.14\ mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{285-62.14}{62.14} \times 0.003 = 0.0108$$

$$\varepsilon_s = 0.0108 > 0.005$$

2- Mu= - 8.2 KN.m

Assume Φ =0.9 , Assum diametar bar Ø12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 12/2 = 286 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59\text{MPa}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu\ / ¤}{b * d^2} = \frac{8.2 * 10^6 / 0.9}{120 * (286)^2} = 0.93\ \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.93)}{420}}\right) = 0.00227$$

$$As = 0.00227\ (120)\ (286) = 77.81\ mm^2$$

.

Check Minimum Reinforcement:

$$A_s\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100 mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

Then use 2Φ 10,As=157.08 mm^2

As prov = 157.08 mm^2 > As req = 77.81 mm^2

Check for Tension steel yielding:-

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 10/2 = 287 mm

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

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

$$a = 26.95\, mm$$

$$c = \frac{a}{1} = 26.95 \setminus 0.85 = 31.71\, mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{287 - 31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.0242$$

$$£_s = 0.0242 > 0.005$$

(4.2.6.3) Design shear for Rib (0C/01):

1- Vu_{max} =30.1 KN

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 14/2 = 285 mm

Case III :ϕVc <Vu ≤ ϕ(Vc+Vs,min)

Provide minimum shear reinforcement

$$Vs,min = \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120*285*10\text{-}3 = 10.47\ KN.$$

Vs,min = $\frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 285$*10-3 = 11.4 KN…….. control*

*Φ Vc = 1.1*Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d = 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120 * 285*10-3 = 23.04 kN*

ϕVc = 23.04 KN < Vu = 30.1 KN ≤ ϕ(Vc+Vs,min) =31.59 KN

satisfy select 2 leg . Ø8 ,,,, Av = 2 * 50.3 = 100.6 mm^2

$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{Vs_n}{f_y *}$

$S_{req} \leq \frac{d}{2} =$

∴ **Use 2 Leg Φ8 @ 12.5 Cm C/C**

2- Vu_{max} =17.5 KN

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 10/2 = 287 mm

Case II : $\frac{1}{2}$**ϕVc<Vu ≤ϕVc**

Provide minimum shear reinforcement

*Φ Vc = 1.1*Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d = 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120 * 287*10^-3 = 23.2kN*

$\frac{1}{2}$*ϕVc = 11.6 KN < Vu = 17.5 KN ≤ ϕVc =23.2 KN…… satisfy*

Design shear at the min

Vs,min = $\frac{1}{16} * \overline{f_c'} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24}$ **120*287*10^-3= 10.55 KN.*

Vs,min = $\frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 287$**10^-3 = 11.48 KN…….. control*

∴ **Use 2 Leg Φ8 @ 12.5 Cm C/C**

(4.3) Design of two way solid slab

(4.3.1) Calculate the minimum thickness slab :

$$hmin = \frac{4*14.4}{180} = 32\ cm$$

$$y = \frac{60 * 32^2/2}{32 * 60} = 16cm$$

$$Ib = \frac{60 * 32^3}{3} = 655360cm$$

$$Is = \frac{720 + 60 \ * 32\text{^}3}{12} = 2129920cm$$

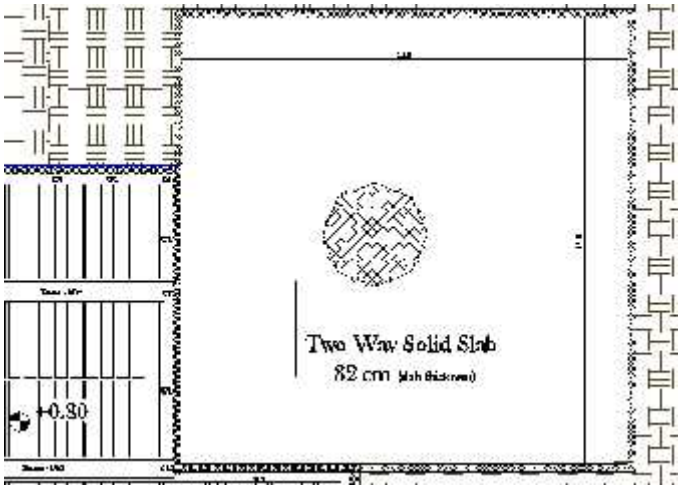
$$\propto f1 = \frac{Ib}{Is} = \frac{655360}{2129920} = 0.308$$

$$\propto f1 = \propto f2 = \propto f3 = \propto f4$$

$$\propto fm = \frac{\in \propto}{4} = \frac{4 * 0.32}{4} = 0.308$$

$$for\ 0.2 \leq \propto fm \leq 2 \qquad \beta = \frac{ln\,long}{ln\,short} = \frac{14.4}{14.4} = 1$$

$$hmin = \frac{ln\ \ 0.8 + \frac{fy}{1400}}{36 + 5\beta\ \propto fm - 0.2} = \frac{14400\ \ 0.8 + \frac{420}{1400}}{36 + 5 * 1\ \ 0.308 - 0.2} = 43.35\ cm$$



Fig(4-6):Plan Of Solid Slab

but we will 32cm slab thickness , that because for matching the thickness of slabs in all project.

(4.3.2) Dead load calculations:

Table(4-3) calculation of the Dead load solid

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Slab	0.32×25×1	8
Plaster	0.03×22×1	0.66
	∑	11.2

Dead load =11.2 KN/m^2.

Live load = 5 KN/m^2.

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*11.2 = 13.44 KN/m^2.

WuL = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

Wu = 13.44+ 8 = 21.44 KN/m^2

(4.3.3) Shear Design :

l_a/l_b=1

W_b=W_a=0.5

- The total load on the panel being (14.4*14.4*21.44) = 4445.8KN

- The load at face of the long beam is (0.5×4445.8/(2×14.4))=77.18 KN

  Assume the Φ 18

  d=320-20-18\2=290mm

- V_c =(√24 *1000*291*10^-3)\6 =237.6KN

ø $V_{c = 0.75}$ ✕ 237.6= 178.2 KN

V_u < ø V_c .

The thickness of the slab is adequate enough

(4.3.4) Flexural Design :

(l_a/l_b=1)

Case 2 (fixed from all sides)

Negative moments :

$C_{a\ neg}$=0.045

$C_{b,neg}$ = 0.045

$M_{a\text{-}ve} = C_a*W*L_a^2 = 0.045*21.44*14.4^2 = 200.1$ KN.m

$M_{b\text{-}ve} = C_b*W*L_b^2 = 0.045*21.44*14.4^2 = 200.1$ KN.m

Positive moments :

$C_{a,Dl}$ = 0.018

$M_{a+ve,Dl}=C_a*W*L_a^2 = 0.018*13.44*14.4^2 = 50.16$ KN.m\m

$C_{a,ll}$=0.027

$M_{a+ve,Ll}=C_a*W*L_a^2 = 0.027*8*14.4^2 = 44.8$KN.m\m

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 94.96$ KN.m\m

$C_{b,D}$ =0.018

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2 = 0.018*13.44*14.4^2 = 50.16$ KN.m\m

$C_{b,L}$= 0.027

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b = 0.027*8*14.4^2 = 44.8$KN.m\m

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 94.96$ KN.m

(4.3.5) Positive Moment :

Mu = 95 KN.m (at both direction)

Assume the d_{Bar} =20 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =320-20-10=290mm

Mn = Mu / 0.9 = 95 / 0.9 = 105.6 KN.m.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{105.6 * 10^6}{1000 * 290^2} = 1.26 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.26}{420}}\right) = 3.1 * 10^{-3}$$

$As_{req} = 3.1 * 10^{-3} * 1000 * 290 = 898.7 mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 mm2$

$As = 898.7 mm2 \geq As_{\min} = 576 mm2$

Use Φ 16 \ 20cm

Check space

2h=2*320=640mm

450 control > 200

(4.3.6) Negative Moment :

Mu = -200.1 KN.m (at both direction)

Assume the dBar=20mm

d =h- cover - (dBar\2)=320-20-10=290mm

Mn = Mu / 0.9 = 200.1 / 0.9 = 222.23 KN.m.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{222.23 * 10^6}{1000 * 290^2} = 2.64 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.64}{420}}\right) = 6.76 * 10^{-3}$$

$As_{req} = 6.76 * 10^{-3} * 1000 * 290 = 1960.4 mm^{2.}$

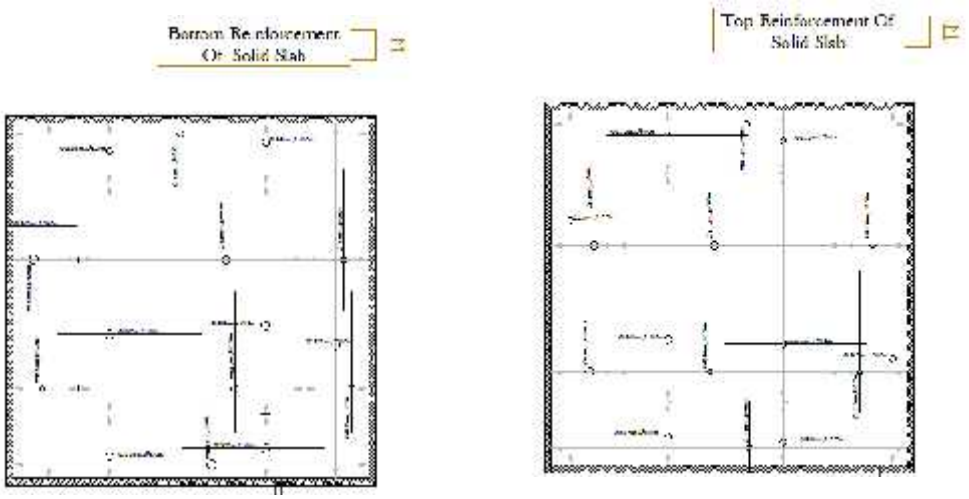
$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 mm2$

$As_{\min} = 576 mm2 \leq As_{req} = 1960.4 mm2$

Use Φ 18 \10 cm

Cheek spacing

2h=2*300=640mm



Fig(4-7) : Reinforcement of solid slab

(4.4) Design of Beam "0C\02" for ground floor :

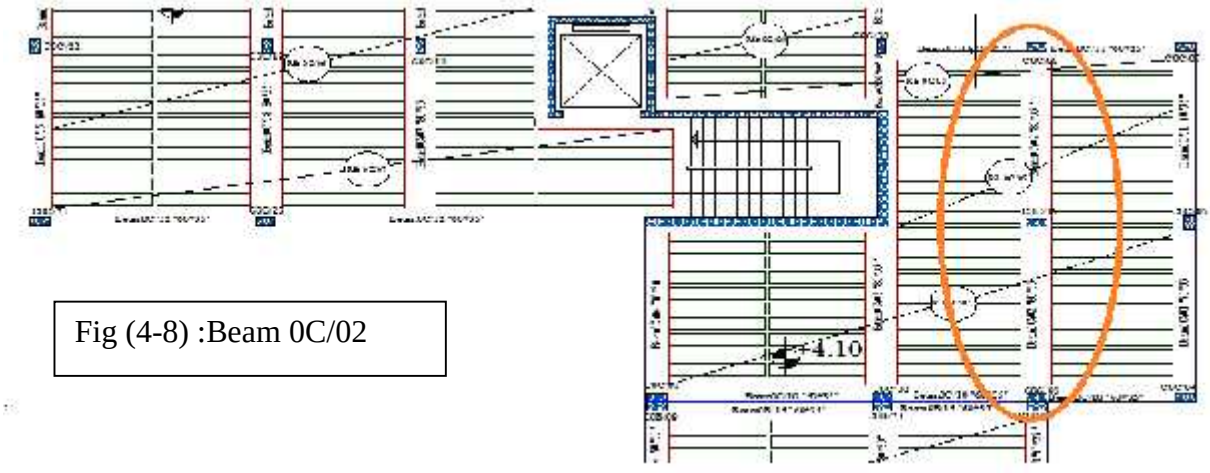


Fig (4-8) :Beam 0C/02

(4.4.1) Design constant:

Concrete B300, Fc' = 24Mpa

Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 = 420 Mpa

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

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

=6000/18.5 = 324 mm.

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

(4.4.2) Calculation of Dead load:-

Load of this beam come from reaction of Rib"0C\01"& Rib"0C\02" & Rib"0C\03" as following :

Span 1 : this span support load from Rib"0C\01"

Reactions

Factored

DeadR	15.93	39.71	25.1	10.93
LiveR	10.36	26.02	19.76	7.72
Max R	26.28	65.73	44.86	18.65
Min R	15.47	40.95	30.42	10.
Service				
DeadR	13.27	33.09	20.92	9.11
LiveR	6.47	16.26	12.35	4.82
Max R	19.75	49.35	33.27	13.93
Min R	12.99	37.61	24.24	8.53

DL = 25.1/0.52 = 48.27 KN/m "Factored"

LL = 19.76/0.52 = 38 KN/m "Factored"

Span 2 : this span support load from Rib"0C\02"

Reactions

Factored

DeadR	9.76	32.39	9.68
LiveR	7.06	20.12	7.03
Max R	16.82	52.52	16.7
Min R	8.76	42.42	8.66
Service			
DeadR	8.13	26.99	8.06
LiveR	4.41	12.58	4.39
Max R	12.54	39.57	12.46
Min R	7.51	33.26	7.43

DL = 32.39/0.52 = 62.29 KN/m "Factored"

LL = 20.12/0.52 = 38.7 KN/m "Factored"

Span 3: this span support load from Rib"0C\03"

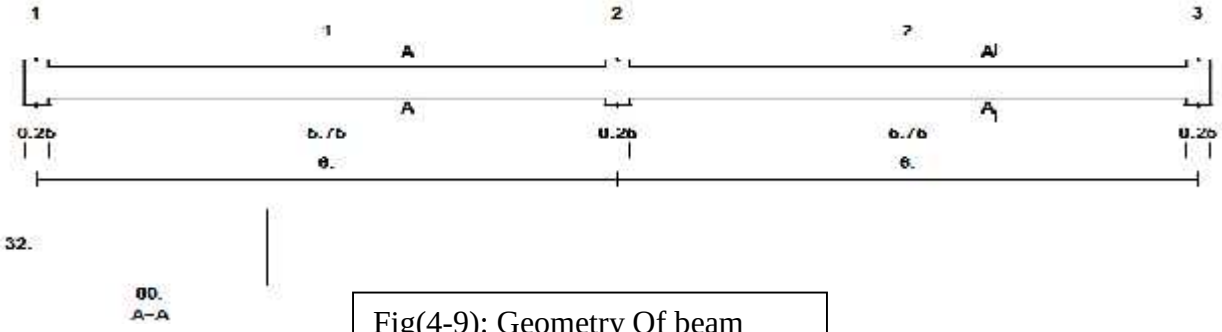
Reactions

Factored

DeadR	15.9	39.65	25.13	10.92
LiveR	10.34	25.98	19.76	7.71
Max R	26.24	65.63	44.89	18.64
Min R	15.44	46.89	30.46	10.
Service				
DeadR	13.25	33.04	20.94	9.1
LiveR	6.46	16.24	12.35	4.82
Max R	19.71	49.28	33.29	13.92
Min R	12.98	37.56	24.28	8.52

DL = 25.13/0.52 = 48.33 KN/m "Factored"

LL = 19.76/0.52 = 38 KN/m "Factored"



Fig(4-9): Geometry Of beam

Self weight of beam = 1.2((0.2*0.4+0.8*0.32)*25) = 10.08 KN/m "Factored"

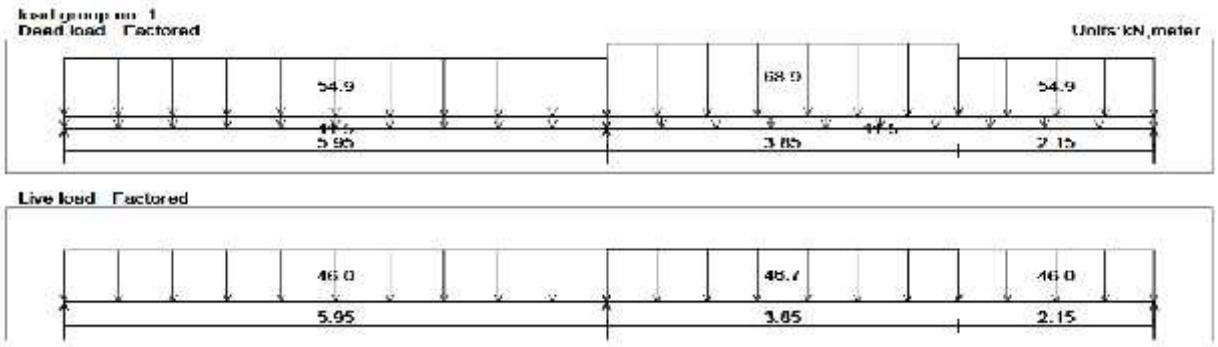


Fig (4-10) : Load Of Beam

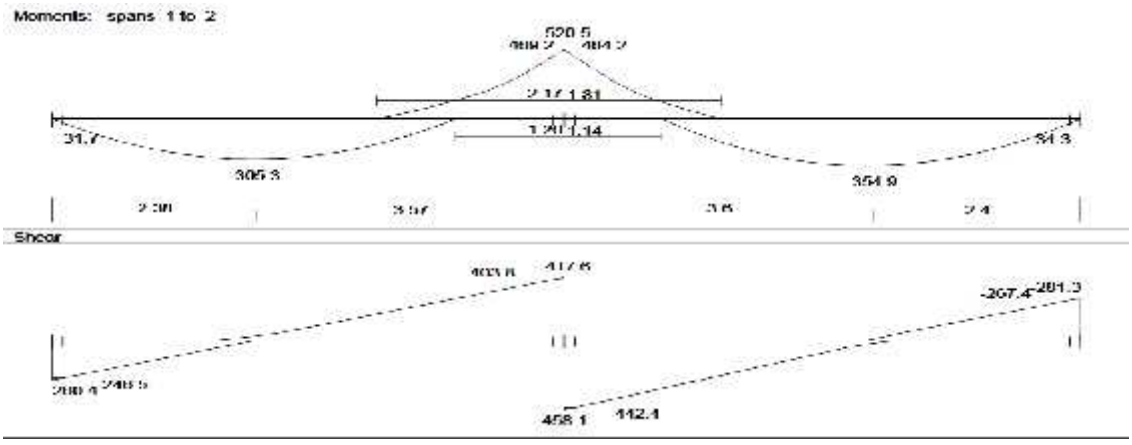


Fig (4-11) : Envelope shear & moment

(4.4.3) Flexural Design: -

Negative Moment , Mu=469.2 KN.m

Assume diametar bar Ø25

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 40–10 – 20/2 = 261 mm

Check the design of rectangular for doubly or singly :

$C_{max} = \frac{3}{7} * d_t = \frac{3}{7} * 261 = 111.857$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 111.857 = 95.08$ mm.

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{261-111.857}{111.857} \times 0.003 = 0.004$$

$$\varepsilon_s = 0.004 < 0.005$$

$\phi = 0.65 + 250/3(\epsilon_s - 0.002)$

$\phi = 0.65 + 250/3(0.004 - 0.002) = 0.82$

$\phi Mn_{max} = \phi * 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.82 * 0.85 * 24 * 800 * 95.08 * (261 - 95.08/2) * 10^{-6}$

$= 271.606$ KN.m

ϕMn_{max} = 271.606 <469.2 KN.m

So Design as Doubly

Mns=Mu/ ϕ - Mnc = (469.2 /0.82) - 331.23 = 240.965 KM.m

Mns = Cs(d-d') = As' (fs' - 0.85fc')(d-d')

d'=40+10+20/2=60

fs'=600 ((c- d')/c) = ((111.857-60)/111.857)*600 = 264.75 <420

So Steel is not yeilded

Mns = As' (fs' - 0.85fc')(d-d')

240.965 =As' (264.75 - 0.85 * 24) (261 - 60)

As' = 4968 mm2

T = Cc + Cs

=0.85fc'ba + As' (fs' - 0.85fc')

=0.85 * 24 * 800 * 95.08 +4968 (264.75 - 0.85 *24)

= 2765.64

T= As *fy

2765.64 = As *420

As =6584.85 mm2

So :

As' = 4968 mm2 , try :11 ϕ 25 , at bottom of beam

As = 6584.85 mm2 , try :13 ϕ 25 , at top of beam

Check for Tension steel yielding:

ρ=As/bd = 6584.85/(800*261) =0.0315

ρ'=As'/bd= 4968/(800*261)=0.0238

ρcy = ((0.85*fc'*d'*)/dfy) *(600/(600-fy))+ ρ'

= ((0.85*24*60*0.85)/(261*420))*(600/(600-420))+ 0.0238

= 0.0554

ρ < ρcy ….. Compression Steel is not yeilded

T=As*fy=Cc+Cs

fs'=600((c-d') /c)

As*Fy= 0.85*fc'*a*b + As'(fs'-0.85fc')

c=145.91

a=c* =102.39*0.85 =121.98

fs'=340.94 < 420

Mn= 0.85*fc'*a*b (d-a/2)+ As'(fs'-0.85fc')(d-d')

= 0.85* 24 *121.98*800*(261-(121.98 /2)) + 4968(340.94 - 0.85*24)(261-60)

=308904641.8+ 227673504

=801.27

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{261-121.98}{121.98} \times 0.003 = 0.004$$

$$£_s = 0.011 < 0.005$$

ϕMn=0. 9*801.27= 721.14 KN.m

Check Minimum Reinforcement :

$$\text{Asmin} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) = 608.873 mm^2$$

$$\text{Asmin} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(261) = 696 mm^2$$

(4.4.4) Design shear for Beam (0C\02) :

1- Vumax =403.8KN

$$Vc = \frac{1}{6}\lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 257.5 \times 10^{-3} = 168.2 \text{ KN}$$

ø Vc =0.75×168.2=126.15 KN.

Vs = Vu/ ø - Vc = 403.8 /0.75 - 168.2 = 370.2

Check for Cases:-

1- Case 1 : Vu ≤ $\frac{\phi V_c}{2}$.

403. 8> $\frac{126.158}{2}$=63.075

Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2}$< Vu ≤ ϕ Vc

63.075 ≤ 403.8≤ 126.15

Not satisfy

3- Case3 : ϕVc<Vu ≤ϕ(Vc+Vs,min)

Provide minimum shear reinforcement

Vs,min ≥ $\frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} *800*257.5 * 10^{-3}$= 63.074 KN.

≥ $\frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 800 * 257.5*10^{-3}$ = 68.67 KN **control**

ϕVc = 126.15 KN < Vu = 403.8KN ≤ ϕ(Vc+Vs,min) =0.75(126.15+68.67)=194.82KN **Not satisfy**

4- Case 4 :ϕVc + ϕVs min< Vu ≤ ϕVc + ($\frac{\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)

194.82KN < 403.8KN ≤ 126.15 + ($\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800*257.5*10^{-3}$)

158.66 KN <403.8KN ≤ 252.3

not satisfy.

5- Case 5 : ϕVc + ($\frac{\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)< Vu ≤ ϕVc + ϕVs max

126.15 + ($\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800* 257.5*10^{-3}$) < 403.8KN < 126.15 +($\frac{2\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)

252.3< 403.8KN <112.68 +($\frac{2*0.75}{3} * \sqrt{24} * 800 * 257.5*10^{-3}$)=504.6 KN

Try Use Φ12 4legs

→ ($\frac{Av}{S}$) = $\frac{Vs}{(fy_t * d)}$ S=(Av*fyt*d)\Vs=$\frac{452.39*420*257.5}{370.2}$ = 132.2mm

S_{max}=300mm

or

$S_{max} <= \frac{d}{2} = \frac{257.5}{2} = 128.75mm$ **CONTRAL**

∴ Use Φ12- 4 legs @ 12.5 Cm

2-: Vu_{max} = 442.4 KN

$Vc = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 257.5 \times 10^{-3} = 168.2$ KN

ø Vc =0.75×168.2=126.15 KN.

Vs = Vu/ ø - Vc = 442.4 /0.75 - 168.2 = 421.67

Check for Cases:-

1- Case 1 : Vu ≤ $\frac{\phi V_c}{2}$.

403. 8> $\frac{126.158}{2}$=63.075

Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2}$< Vu ≤ ϕ Vc

63.075 ≤ 403.8≤ 126.15

Not satisfy

3- Case3 : ϕVc<Vu ≤ϕ(Vc+Vs,min)

Provide minimum shear reinforcement

Vs,min ≥ $\frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} *800*257.5 * 10^{-3}$= 63.074 KN.

≥ $\frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 800 * 257.5*10^{-3}$ = 68.67 KN**. control**

ϕVc = 126.15 KN < Vu = 403.8KN ≤ ϕ(Vc+Vs,min) =0.75(126.15+68.67)=194.82KN

Not satisfy

4- Case 4 :ϕVc + ϕVs min< Vu ≤ ϕVc + ($\frac{\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)

194.82KN < 403.8KN ≤ 126.15 + ($\frac{0.75}{3}$ *$\sqrt{24}$ * 800*257.5*10^{-3})

158.66 KN <403.8KN ≤ 252.3

Not satisfy

5- Case 5 : ϕVc + ($\frac{\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)< Vu ≤ ϕVc + ϕVs max

126.15 + ($\frac{0.75}{3}$ *$\sqrt{24}$ * 800* 257.5*10^{-3}) < 403.8KN < 126.15 +($\frac{2\phi}{3}$ * $\sqrt{f'_c}$ * bw * d)

252.3< 403.8KN <112.68 +($\frac{2*0.75}{3}$ * $\sqrt{24}$ * 800 * 257.5*10^-3)=504.6 KN

satisfy

Try Use Φ12 4legs

→ $(\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$ S=(Av*fyt*d)\Vs=$\frac{452.39*420*257.5}{421.67}$ = 116mm

S_{max}=300mm

or

S_{max}<= $\frac{d}{2}=\frac{257.5}{2}$=128.75mm CONTRAL

∴ Use Φ12-4 legs @ 10 Cm

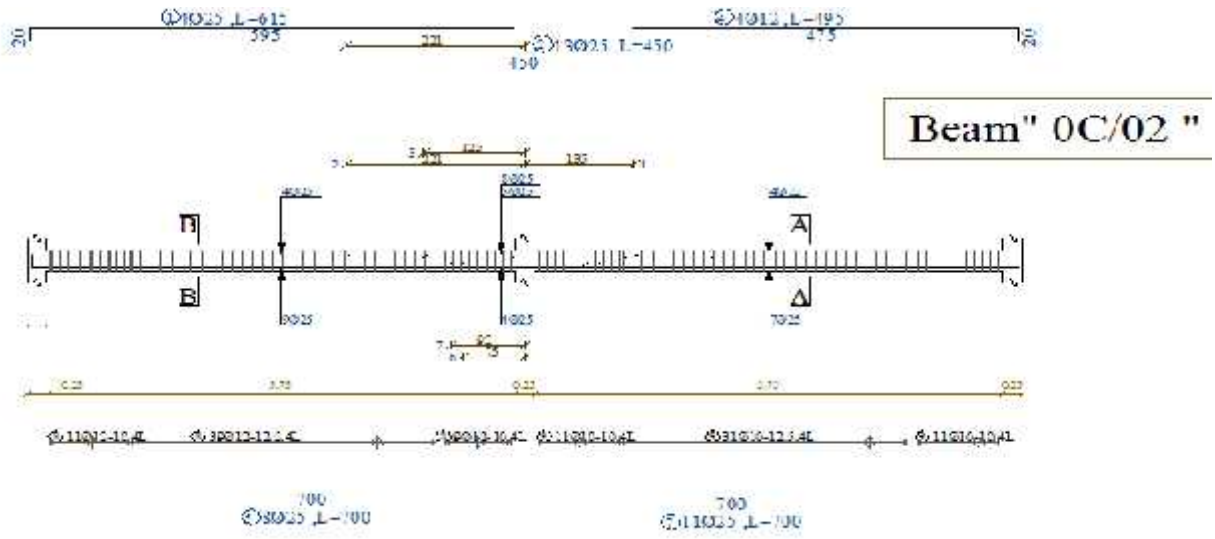


Fig (4-12) : Reinforcement Of Beam

(4.5) Design of long column (C11):

The total live_ and dead load at 3 story

LL=800 DL=1400

P_{uTotal} = 2200 KN is factor

(4.5.1) Check the slenderness effect:

(Non-sway system braced ,K=1)

$\frac{M_1}{M_2} = 1$ *breced frame with* M min

$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\ \frac{M_1}{M_2} \leq 40$

r = $\frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.30 = 0.09$

r = $\frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.5 = 0.15.$

L_u = 3.5-0.32=2.98 m

$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 \times 2.98}{0.09} = 36.7 > 34 - 12 = 22$ So the column is long at y axis

$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 \times 2.98}{0.15} = 19.87 < 34 - 12 = 22$ So the column is short at x axis

(4.5.2) Calculate e min ,M min:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×300 =24 mm.

M_{min}= P_u × e_{min}=2200 ×0.024=52.8 KN.m

Fc = 24Mpa , Fy=420Mpa

E_c =4700 $\sqrt{f'_c}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

$I_g = \frac{b.h^3}{12} = \frac{500.300^3}{12} = 1.35 \times 10^{9} mm^4.$

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{F_u} = \frac{1400}{2200} = 0.64 < 1.$

$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 1.35}{1.64} = 7581.5\ KN.m^2$

(4.5.3) Determine of Euler buckling load:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{Kl_u{}^2} = \frac{\pi^2 \times 7581.5}{3.3^2} = 6871.1\ KN$

(4.5.4) Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 1$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{2200}{0.75 \times 6871.1}} = 1.75 > 1 \quad ok$

when the δ_{ns} is larger 1.75 to 2 should be changing the domination

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns} e_{min} = 1.75 \times 24 = 42$ mm

$M = \delta_{ns} M_{min} = 1.75 \times 52.8 = 92.4$ KN.m.

From interaction diagram & select the ϕ 25 bars & ϕ 10 stirrup

e/h = 42/300=0.14

(d-d')/h=(300-80-10*2-25)/300 =0.583

¤Pn / Ag = 2200*1000*0.145/(300*500) =2.127 Ksi

From the interaction diagram constructed

ρ= 0.01.

$A_s = \rho \times A_g = 0.0134 * (500*300) = 2010.62\ mm^2$

$n_{\phi 18} = \frac{2010.62}{2001.01} = 12 \quad 16$

Use 12 16

Check for the Y-axis "short column"

$pn, max = \emptyset * 0.8\ 0.85fc\ Ag - Ast\ + Ast * fy$

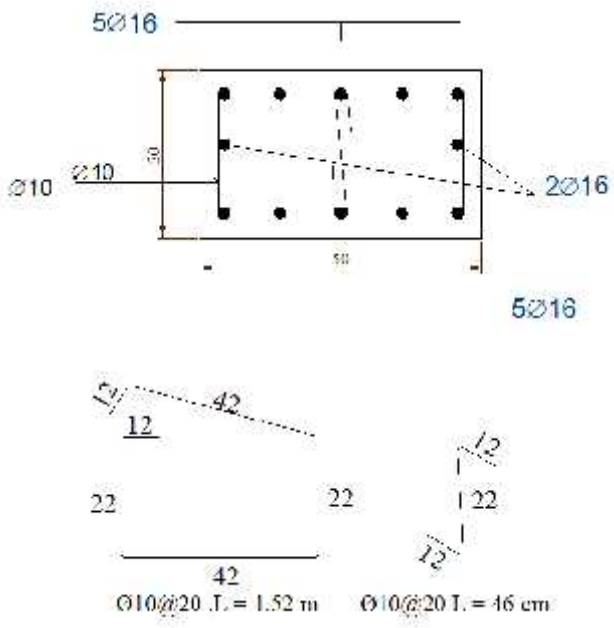
$\emptyset = 0.65\ is\ tide$

2200*10^3 =0.65*0.8 (0.85*24(600*300-Ast) + Ast * 414)

Ast=1420mm^2

$\rho = Ast \backslash Ag = 1420 \backslash (300 * 600) =$

$0.0079 < 0.01\ \ ok$



Fig(4-13) :Column section and reinforcement

(4.5.5) Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- 16× d_b = 16×18 =288 mm
  control.
- 48×d_s =48 ×10 =480 mm
- Least diminution of the column = 300 mm

Use ϕ 10@200mm.

(4.5.6) Check for code requirements:

clear spacing between longitudinal bars = $\frac{300-40\times2-10\times2-3\times16}{2} = 164mm$

101 mm > 40mm

>1.5 d_b= 24 mm

- gross reinforcement ratio = 0.0169 , 0.01 ≤ 0.01<0.08 ok
- NO of bars = 12> 4 bars for square columns.
- min ties diameter : ϕ 10 for ϕ 32 longitudinal bars and smaller.

(4.6) Design of Isolated Footing (F11):-

(4.6.1) Determination of Loads:

fc= 24Mpa fy=420Mpa

Total factored load = 2200 KN.

Total services load = 1666.7 KN

Column Dimensions = 50*30 cm

Soil density = 18 KN/m^3.

Service surcharge= 5KN/m^2

Allowable soil Pressure = 350 KN/m^2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = 25×0.5 = 15 KN/m^2.

Soil weight above the footing = 0.4 ×18 = 7.2 KN/m2.

q_{allow} =400 – 7.2 – 15 = 377.8 KN/m^2

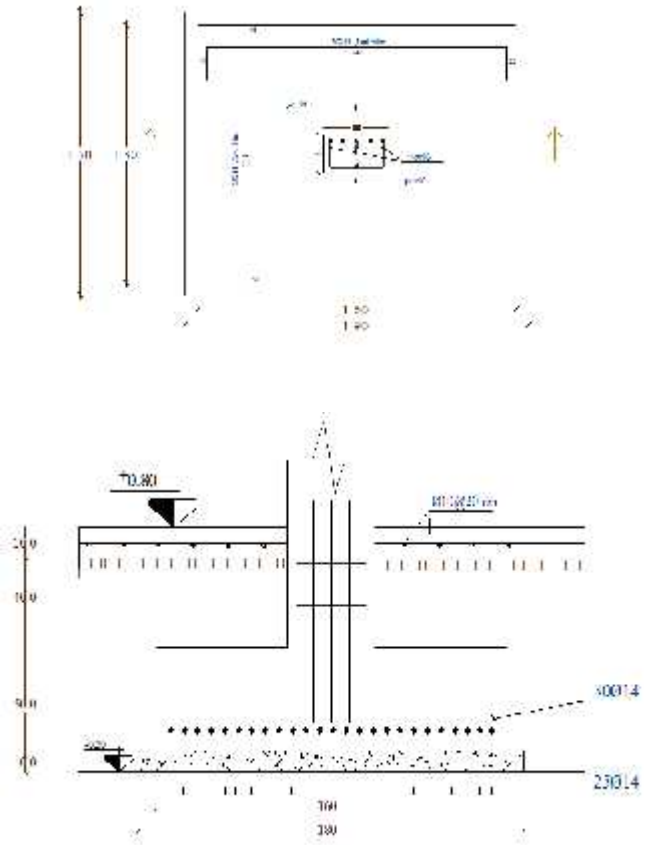


Fig (4-14) :Top Plan and section of footing

(4.6.2) Determination of Footing Area:

$$A = \frac{1666.7}{377.8} = 4.41\ m^2$$

Try 2.2*2.2 m with area = 4.84 m^2 ≥ Areq = 4.41m^2

Determinate q_u = 2200 / 4.84 = 454.55 KN/m^2

But we used footing (1.3*1.6)m with 30ϕ 14 & 25 ϕ 14

(4.6.3) Check for one-way shear strength:-

$$Vu = 454.55 * 2.2(\frac{2.2}{2} - 0.3/2 - d)$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * d$$

$$¤.Vc = Vu$$

$$d = 0.41m$$

(4.6.4) Determination the depth of footing based on shear strength:-

Assume, □ =20mm , cover=75mm

H=410+75+20=500mm

Take H = 500mm

d= 500-75-20=450mm

(4.6.5) Check for two-way shear action (punching):-

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{30} = 1.5$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(0.455 + 0.3) + 2(0.445 + 0.6) = 3.62m$$

$\tilde{}_s = 40$

for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right) = \frac{0.75}{6} * (1 + 2/2.0) = 0.25$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s * d}{b_o} + 2\right) = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.455}{3.62} + 2\right) = 0.44$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3} = \frac{0.75}{3} = 0.25 \ldots\ldots\ldots\ldots control$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.25 * \sqrt{24} * 3620 * 455 * 10\text{^}{-3} = 2017.3KN$$

$$Vu = 454.55 * \{(2.2 * 2.2) - (0.3 + 0.455) * (0.6 + 0.455)\} = 1838kN$$

$$¤.Vc > Vu_C \ldots\ldots\ldots\ldots satisfied$$

(4.6.6) Design of Bending Moment:

1) At short damnation column "30cm"
Assume, □ =20mm , cover=75mm
Take H = 550mm

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times B \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(454.55 \times 2.2 \times \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.3}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.3}{2}\right) = 451.3 \text{ KN.m}$$

Mn = 451.3/0.9 = 501.4 KN.m

$d = 550 - 75 - 20/2 = 465\ mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{501.4\times10^6}{2200\times465^2} = 1.054Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times1.054}{420}}) = 0.002578$$

$$As_{req} = 0.002578 \times 2200 \times 465 = 2637.3mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*2200*550 = 2178mm^2$$

$$As_{\min} = 2178mm^2 \le As_{req} = 2637.3mm^2$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{2637.3}{153.94} = 18$$

Use 18Ø14 with As =2770.9 mm2 ≥As req =2637.3

<u>check for spacing :</u>

$$s = \frac{2200}{}$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*550=1650mm

S=105.7<450 o k

2) At long damnation column "60cm"

Assume, □ =20mm , cover=75mm

Take H = 550mm

$$Mu = \left(q_{ult}\times B\times\left(\frac{B}{2}-\frac{b}{2}\right)\right)\times0.5\left(\frac{B}{2}-\frac{b}{2}\right)$$

$$=\left(454.55\times2.2\times\left(\frac{2.2}{2}-\frac{0.6}{2}\right)\right)\times0.5\left(\frac{2.2}{2}-\frac{0.6}{2}\right) = 320\ KN.m$$

Mn = 320/0.9 = 355.56 KN.m

$d = 550 - 75 - 20/2 = 465\ mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{355.56 \times 10^6}{2200 \times 465^2} = 0.748 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.748}{420}}\right) = 0.001815$$

$$As_{req} = 0.001815 \times 2200 \times 465 = 1856.6 mm^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * 2200 * 550 = 2178 mm^2$$

$As_{min} = 2178 mm^2 \geq As_{req} = 1856.6 mm^2$

$$\#\ of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{2178}{153.94} = 15$$

Use 15Ø14 with As =2309.1 mm^2 ≥As req =2178mm^2

<u>check for spacing :</u>

$$s = \frac{2200}{}$$

Step "s" the smallest of
1. 450mm control
2. 3h= 3*550=1650mm
S=131.43<450 o k

(4.6.7) Design the column –footing joint "dowels":

Pu=2200 KN

$$\emptyset\ 0.85 * fc * A1 \quad \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

Where $\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$, A2 is area lower base

A1 is the area of section column

$$\emptyset = 0.65$$

The allowable bearing on the base of the column is

$$\emptyset\ 0.85 * fc * A1 = 0.65 * 0.85 * 24 * 300 * 600 * 10^{-3} = 2386.8KN$$

The allowable bearing on the footing is

$$\frac{\overline{A2}}{A1} = \frac{\overline{2.2 * 2.2}}{0.3 * 0.6} = 5.19 \geq 2 \quad control\ 2$$

$\emptyset\ 0.85 * fc * A1 \quad \frac{\overline{A2}}{A1}$ =0.65*0.85*24*300*600*2*10^-3=4773.6KN

Pu=2200 < 2386.8

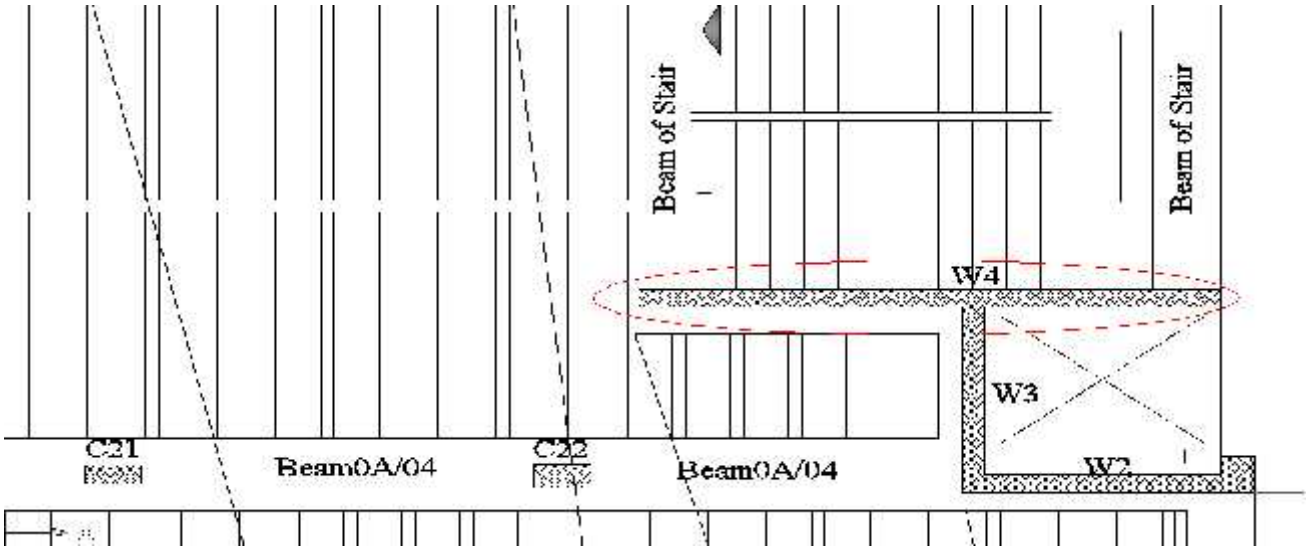
the dowels is not need

The min area of dowels $Asmin = 0.005 * Ag = 0.005 * 300 * 600 = 900mm2$

Select 8ϕ 14

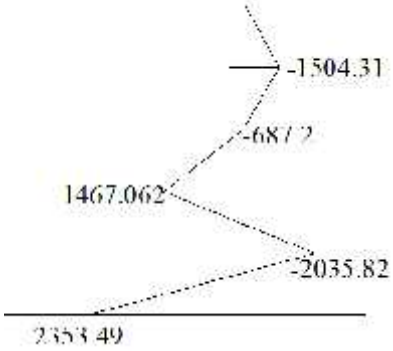
But we used footing (1.3*1.6)m with 30ϕ 14 & 25 ϕ 14

(4.7) Design of shear wall (W4):

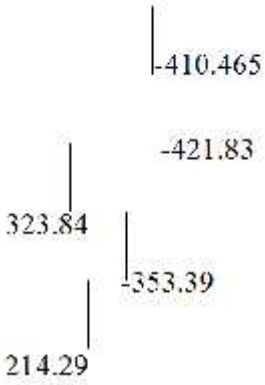


Fig(4-15) : Plan of wall

We design shear wall by using Etabs program , and here we design shear wall manually by using some information from Etabs



Fig(4-18) : moment force



Fig(4-17) : shear force

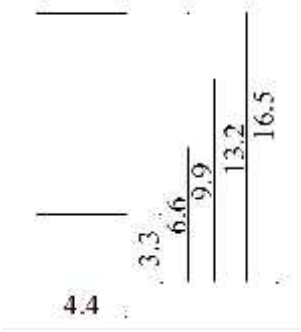


Fig (4-16) :Top veiw of plan

(4.7.1) Design of wall :

Fc' = 24 Mpa , Fy = 420 Mpa
Thickness = 30 cm
Height = 16.5 m
Width = 4.4 m
Lw<Hw ,, moment section at Lw/2 from base of wall
from shear and moment diagram we will take
Mu =2353.49
Mu_1 = 2353.49*(16.5-2.2)/16.5 = 2039.69 kN.m

Vu = 421.83 kN
d=0.8Lw = 0.8*4.4 = 3.52 m

(4.7.2) Design of horizontal steel :

To determine Vc for wall using the following equation:

2- $Vc = \frac{\sqrt{f'c}}{3.7} b.d + \frac{Nu.d}{4\,Lw} = \frac{\sqrt{24}}{3.7} 300 * 3520 + \frac{0*3520}{4*4400} = 1397$ kN

3- $Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{Lw\left(\sqrt{fc}+\frac{2Nu}{Lw.h}\right)}{\frac{Mu}{Vu}-\frac{Lw}{2}}\ h.\frac{d}{10} = \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4\left(\sqrt{24}+0\right)}{\frac{2039.69}{421.83}-\frac{4.4}{2}}\ 300 * \frac{3.52}{10} = 1043.94$ kN

Vc = 862.22 kN controlled
ØVc > Vu

so no shear reinforcement is required , so use minimum reinforcement :

As = ρ*b*h = 0.0025*1000*300 = 750 mm2/m

try Ø10 - 20 cm in two layers

$\rho t = \frac{Av_h}{S.h} = \frac{158}{200*300} = 0.00263$

ρl = 0.0025+ 0.5(2.5- Hw/Lw)(ρt - 0.0025)

ρl = 0.0025+ 0.5(2.5- 16.5/4.4)(0.00263 - 0.0025) = 0.00242

But From axial and bending the value of ρl=0.0162

As= ρl*b*h = 0.162 * 1000* 300 =4860mm2

so use Ø18 -10 cm

≤ 3.h = 3*300 = 900 mm

select S = 100mm

(4.7.4) Design of bending moment:

Mu = 2353.49 KN.m

$$Asv = \frac{Lw}{S1} \times As_v \longrightarrow = \frac{4.40}{0.15} \times 254.46 = 11196.24 mm^2$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 4.4 \times 0.30) / (11196.24 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.1456$$

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

$$Muv = 0.9 * 420 * 0.5 * 11196.24 \times 10^{-3} \times 4.4 * (1 - \frac{0.1456}{2}) = 8632.96 \, kN.m$$

Muv> Mu

Boundary steel is not required

(4.8) Basement wall

(4.8.1) load calculation

Fc'=24 MPa , Fy=420 Mpa , γs=18KN/m^3 , qall=400KN/m2 , φ=30

surcharge =5KN/m2 , wall thickness =30 cm

$K = 1 - \sin \quad = 1 - \sin 30 = 0.5$

$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 3.3 * 18 = 29.7\ KN/m^2$

$W_{su} = K * P = 0.5 * 5 = 2.5\ KN/m^2$

W rectangular =2.5 *3.3=8.25 KN/m

Assum the both end is pin

FROM rectangular(SERVICE)

At B&A end the support = (W\2)=8.25\2=4.125 KN

FROM triangular (SERVICE)

At A end the support=(W\3)=(49\3)=16.33KN

At B end the support=(2W\3)=(2*49\3)=32.67KN

The total support at A =(4.125+16.33)*1.6=32.73 KN

The total support at B =(4.125+32.67)*1.6=58.87 KN

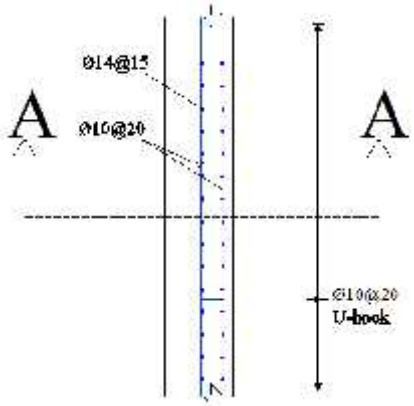


Fig (4-19) :basement wall

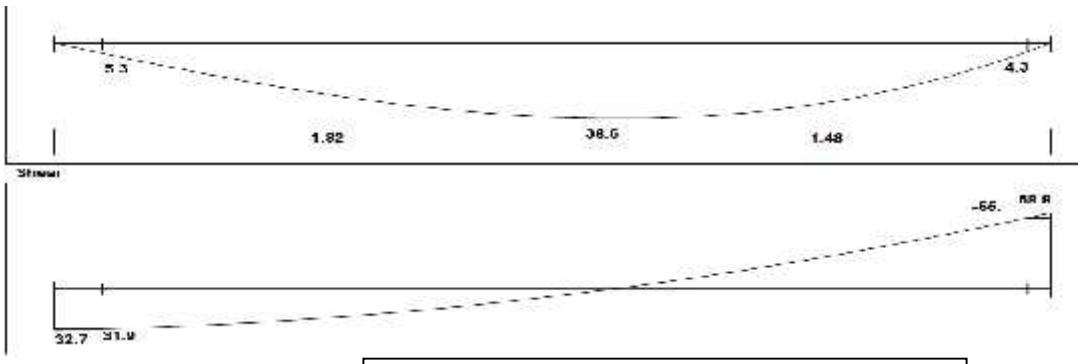
Vu=0

Vu= 32.73 – 2.5*X*1.6 -0.5*X*9X*1.6=0

X=1.87m

Mu(X=1.87)= 32.73*1.87- 2.5*1.87*1.6*1.87*0.5 – 0.5*9*1.6*1.87*1.87*1.87 *0.333=38.5 KN.m

From Atir we have moment and shear envelop :



fig(4-20) :shear & moment of load of basement wall

(4.8.2) Design of Bending Moment

Φ 20

d=300 – 75 - 10=150 mm

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

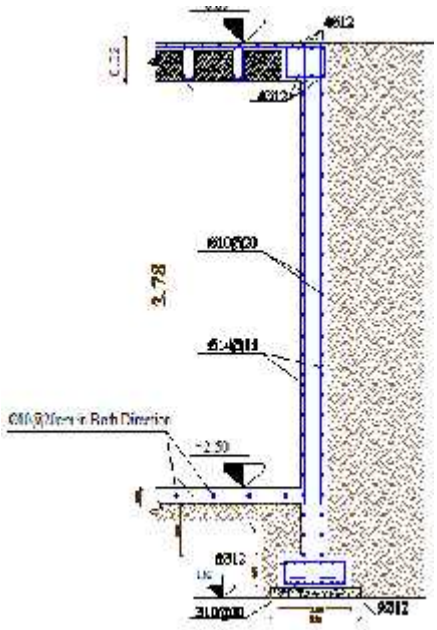
$$R_n = \frac{38.5*10^6}{0.9*1000*215^2} = 0.93MPa\ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 0.93}{420}}\right) = 0.0022$$



fig(4-21) :basement wall reinforcement

As req = 0.00227*1000*215= 487.45 mm2/m……..control

$$\rho = 0.00227 > \rho min = 0.0015 \ldots\ldots OK$$

$$Asmin = \frac{0.25*1000*215*\sqrt{24}}{420} = 627$$

$$Asmin = \frac{1.4*1000*215}{420} = 717 \quad \text{control}$$

$$n = \frac{717}{154} = 4.66 \qquad \textbf{take } \textbf{Ø14\20cm}$$

For horizontal bars use the half of the min. in each side

0.5*Ashmin=0.5*0.002*300*1000=300 mm2/m

Use for horizontal bare ϕ 12@30 cm in each side

Use =12

Check for spacing

3h=3*300=900mm

S=450

but in the real design we take the reinforcement as a shear wall

(4.8.3) Check for shear

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 215 * 10^{-3} = 125.5KN$$

$$V_c > Vu$$

125.5 > 58.9

The thickness is enough

(4.9) Design of Stair :

(4.9 .1) Determination of Slab Thickness:

L = 0.5+3 +0.3 = 3.8 m.

h_{req} = 3.8/ 20

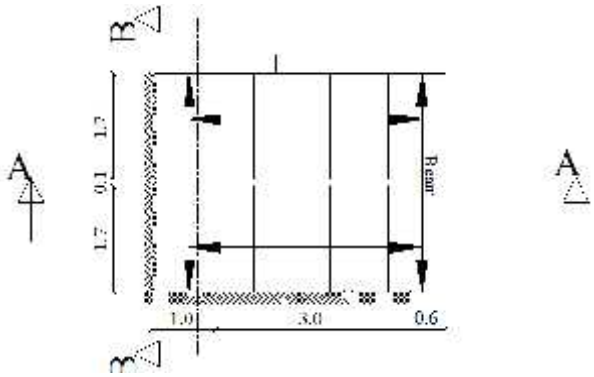
h_{req} = 380 / 20 = 19 cm

take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm.**

θ = $\tan^{-1}$(1.65 / 3) = 30

Cos θ = 0.87



Fig(4-22) : Stair

(4.9.2) Load Calculations at section (A-A):

Load on Flight:-

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = 1.35 KN/m.

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.35)/0.3) = 0.733 KN/ m.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 30) = 0.76 KN/ m.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = 1.875 KN / m.

Slab = 0.2 *25/ Cos 30 = 5.77 KN/ m.

Total dead load = 10.5 KN/ m.

Live load:

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

on Flight Q_u=1.2*10.5+1.6*5=20.6KN/m.

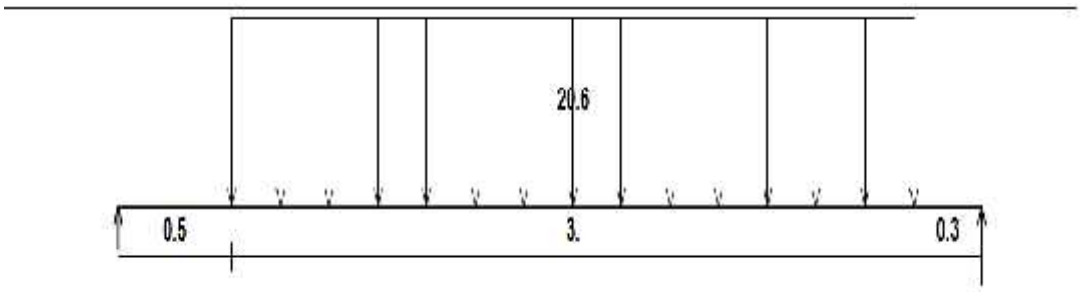


fig (4-23) : load of flight

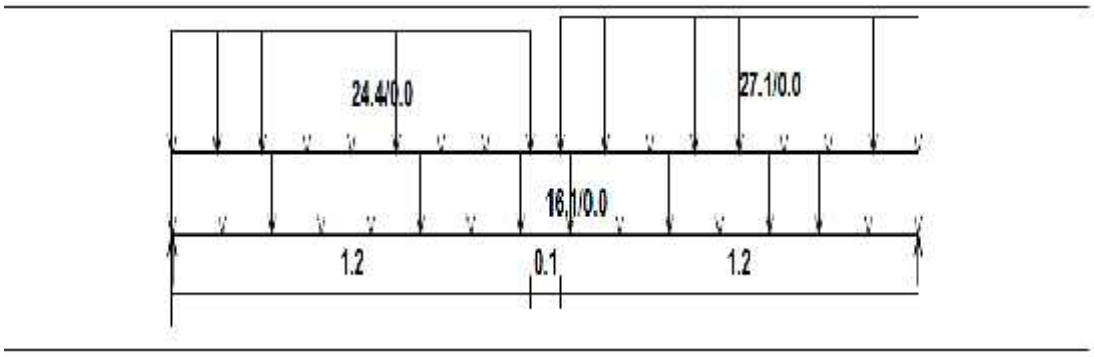


fig (4-24) : load of landing

(4.9.3) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14\2 = 173 mm

Shear

Support reaction at B&A = 32.53 & 29.27 KN

Vu = 32.53 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 106KN$$

Vu = 32.53 KN < ¤*Vc* = 106 KN .

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

(4.9.4) Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu =(1.6*0.8*20.6)-(32.53*1.9)=35.44 kN.m

Mu = 35.44 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 35.44 / 0.9 = 39.4 KN.m.

d = 173mm.

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

$$K_n = \frac{39.4 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.32MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.32}{420}}\right) = 3.25 * 10^{-3}$$

As_{req} = $3.25 * 10^{-3} * 1000 * 173$ = $562.5mm^2$.

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 360 mm$

$As_{\min} = 360\text{mm} \leq As_{req} = 562.5\text{mm}^2$

Use Φ 12 >>> 562.5/113 = 5

Use Φ 12@ 20 cm c/c

As provided =565.5 > As req

5 - Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm$

Use Φ12 @ 300 cm

(4.9.5) Design of landing :

- Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m.

mortar = 0.02*22 = 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/ m.

Slab = 0.20 *25 = 5 KN/ m.

Total dead load = 6.76 KN/ m.

Live load:

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

Load from flight =(32.53& 29.27) KN

on landing Q_u=1.2*6.76+1.6*5=16.1KN/m.

& (29.27/1.2) = 24.4 KN/m & (32.53/1.2) = 27.11KN/m

(4. 9.6) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -7 = 173 mm.

Support reaction at B&A = 51.9 & 50.18 KN

Vu = 51.9 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*173}{6} = 106KN$$

Vu = 51.9 KN < ¤Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

(4.9.7) Design of Bending Moment :

Mu =(1.25*0.5*1.25*16.1)+(27.1*1.2*0.65)-(51.9*1.25)=31.1 kN.m

Mu = 31.1 kN.m .

= Mu / 0.9 = 31.1 / 0.9 = 34.63 KN.m.

d = 173mm.

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

$$K_n = \frac{34{,}63*10^6}{1000*173^2} = 1.16MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.16}{420}}\right) = 2.85*10^{-3}$$

As_{req} = $2.85*10^{-3}*1000*173 = 592.2mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm2$

$As_{\min}$ = 360mm2 $\leq As_{req}$ = 592.2mm2

Use Φ 12 \20cm

.As provided =113.1\0.2 = 566 > As req.……..**OK.**

Cheek spacing :

3h =2*200=600mm

= 450

=380(280\(2\3)*420)-2.5*20=330

= 300(280\(2\3)*420=300……..c ontrol

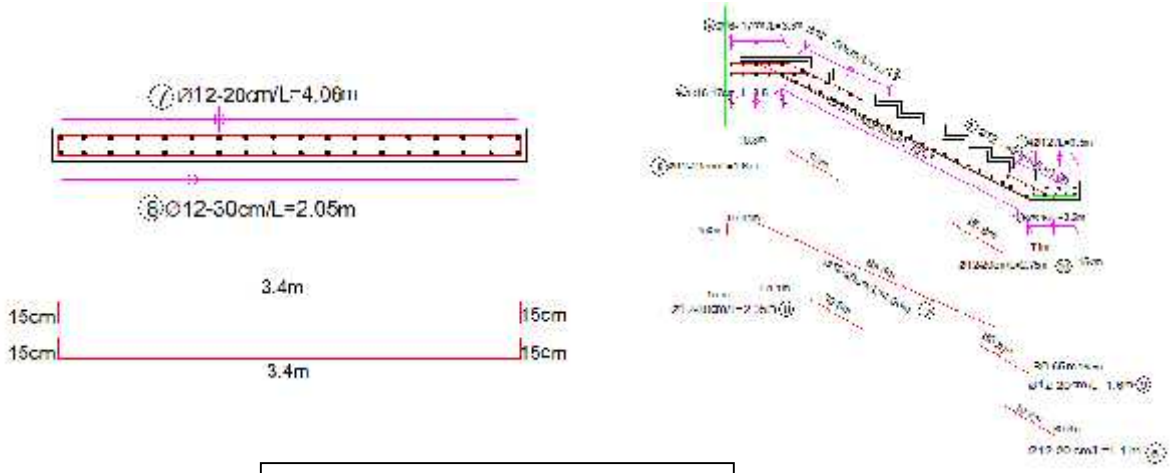


Fig (4-25) : Stair Reinforcement

(4.10) Design of strip footing :

Fc'=24 MPa, Fy=420 Mpa, γ_s=18KN/m^3, qall=35 0KN/m^2 , wall thickness =30 cm

$Pd_{,service}$ = 375.94KN/m , $Pl_{servive}$ = 65 , df = 30cm , Df=1m

$q_{a,net}$ = 400 – 0.3 * 25-0.7*18 = 379.9 KN/m^2

and we have :

$$A = \frac{Pn}{q\,a,net} = \frac{375.9+65}{379.7} = 1.05\ m2\ per\ meter\ length\ of\ wall$$

$$A = b\,.\ 1$$

$$b = 1.05\,,\ \ take\ b = 1.1m$$

$$Depth\ of\ footing\ and\ shear\ deign Pu = 1.2d + 1.6\,l = 1.2 * 375.9 + 1.6 * 65 = 555.1\,\frac{KN}{m}\,qu$$

$$= \frac{555.1}{11.2} = 462.6\,\frac{KN}{m2}$$

$$one\ way\ shear$$

$$Vu = qu\,.\ 1\ \ \frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d\ \ = \ 462.6 * 1 * \ \frac{1.2}{2} - \frac{0.2}{2} - d$$

$let\ Vu = \Phi Vc$

$\Phi Vc = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{fc'}\, b\, d = 0.75 \frac{1}{6} \check{E}24\ 1000\ d$

$462.6 * 1 * \left(\frac{1.2}{2} - \frac{0.2}{2} - d\right) = 0.75 \frac{1}{6} \check{E}24\ 1000\ d$

$d = 0.215\ m$

$Assume\ cover\ 75\ mm, and\ steel\ bar\ \Phi 12$

$h = 215 + 75 + 12 = 302\ mm$

$Take\ h = 300\ mm$

$Designe\ for\ flexure$

$Take\ steel\ bar\ \Phi 12$

$d = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 269\ r$

$Mu = 462.6 * 1 * 0.5 \frac{0.5}{2}$

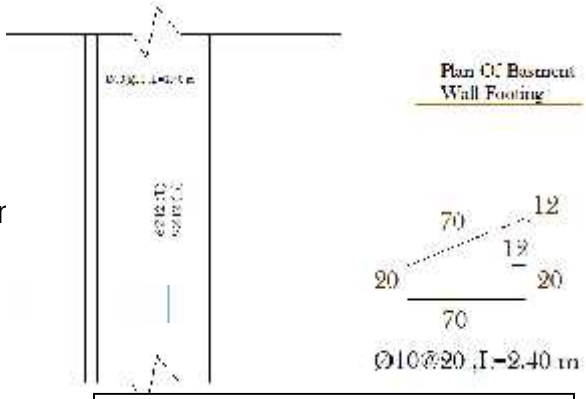


Fig (4-26) : basement footing reinforcement

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

$R_n = \frac{57.83 * 10^6}{0.9 * 1000 * 269^2} = 0.888 MPa.$

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

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.888}{420}}\right) = 0.00216$

As req = 0.00216*1000*269= 581.7 mm^2

As min = 0.0018 b h = 0.0018 *1000 *350= 630mm^2 contral

Try Φ 12

Φ 12= π 12^2\4 = 153.938 mm^2

$n = \frac{As}{As} = \frac{}{1}$

use 9Φ12 - m

Check space :

3h =3*350=1050mm

450 control

Select the minimum temperature reinforcement

Asmin=0.0018*1200*350=756mm^2

Φ12@ 200mm

(4.11) Design of Mat Foundation

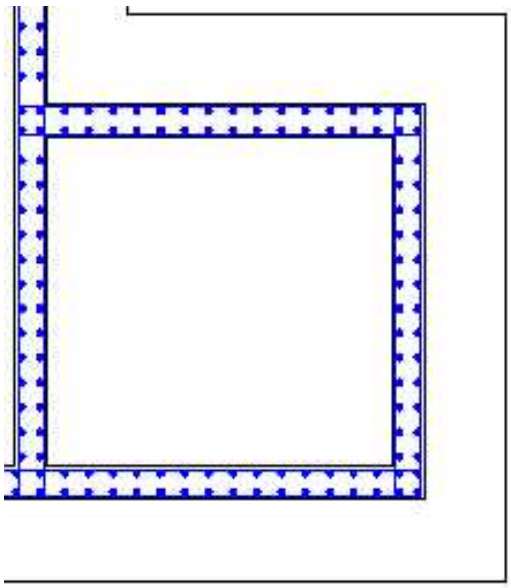


Fig (4-27) : mat foundation

We got the moment in x direction and y direction after using the Etabs and safe and sab the fooling :

Assume h = 50 m .

And qa = 350 Kg/cm3 for the soil.

(4.14.1) Design for flexural

* Design for flexural - x direction :

Positive moment , Mu= 600KN.m

d= 300 – 75 - 12/2 = 219 mm

$$Mn = \frac{600}{0.9} = 660KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{660*10^6}{3600*219^2} = 3.822Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 3.82}{420}}\right)=0.01$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.01 * 3600 * 219 = 8014.15 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3600 * 300 = 1944 mm^2$$

$$As = 8014.15 < As = 1944 mm^2$$

Use ¤ 18

No. $=\frac{8014.15}{254.45}= 31.5$, Use 33 bars

Use Using hook U =2*h=60cm

Use 33¤18

Moment Negative Mu= -180KN.m

Use A_{smin}

Use ¤ 10

No. $= \frac{3888}{154} =25.9$,

Use Using hook U =2*h=60cm

Use 10¤2

*Design for flexural - y direction:

Positive Moment, Mu= 600KN.m

d= 400 – 75 - 20 = 305mm

$$Mn = \frac{600}{0.9} = 660 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{660*10^6}{5400*305^2} = 1.31 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$° = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 1.31}{420}}\right)= 0.0032$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.0032 * 5400 * 305 = 5314 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 5400 * 400 = 3888 mm^2$$

$$As_{Shrinkage.} = 3888 < As_{req} = 5314 mm^2$$

Use A_{smin}

Use ¤ 18

No. $=\frac{5314}{154}=35.1$, Use 36 bars

Use 33¤18

<u>Negative Moment = -200 KN.m</u>

Use A_{smin}

Use ¤ 10

No. $= \frac{3888}{154} =25.9$

10¤12

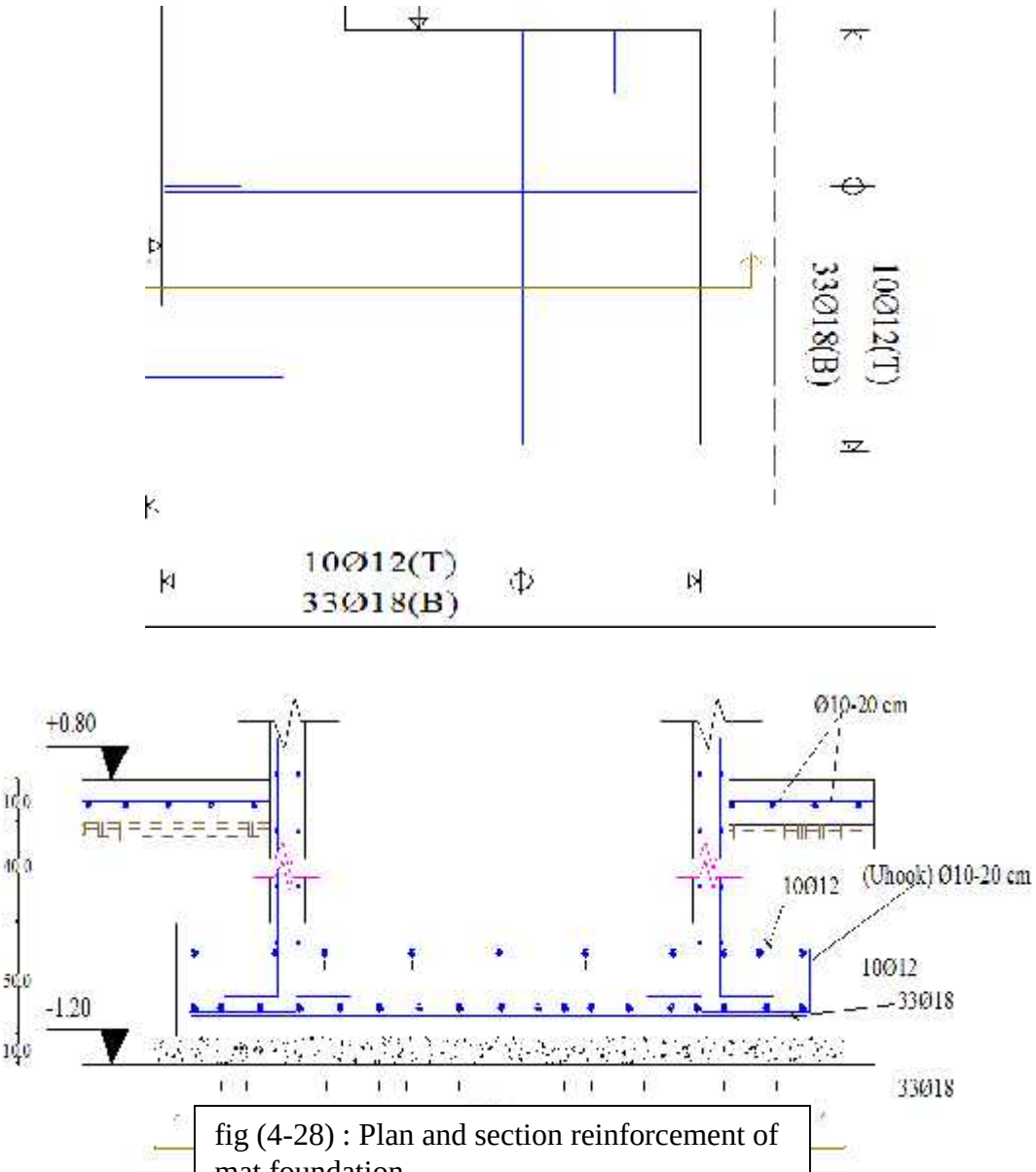


fig (4-28) : Plan and section reinforcement of mat foundation

٥

٥

الفصل الخامس

الخاتمة

	المحتويات	رقم الصفحة
٥-١	النتائج	٨٥
٥-٢	التوصيات	٨٥
٥-٣	المراجع	٨٦
٥-٤	الملحقات	٨٧

(٥-١) النتائج :

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بتحقيق أهداف هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :

١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
٣) التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

(٥-٢) التوصيات :

١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملا إنشائيا ومعماريا.
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) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

(٥-٣) قائمة المصادر والمراجع :

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
٢. ملاحظات الأستاذ المشرف الدكتور ماهر عمرو.
٣. واكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،٢٠٠١ م .

4. ACI Committee 318 (2008),ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
5. D. Fanella, I. Alsamsam, “The Design of Concrete Floor Systems”, PCA ProfessionalDevelopment Series, 2005.
6. Nawy, Edward, ***Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition),***2009.

(٥-٤)المـــــــــــلاحـــــــــــق (Attachment) :

Appendix (A)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED) -ONE

Appendix (B)

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* 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.

Appendix (C)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

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.	-

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

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحيض والمحركات والمراوح وغرف المشروبات واحمامات والمشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبيارذو.	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.