بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لفيلا سكنية في مدينة الخليل

فريق العمل

اسراء هاني قنيبي

منار عبد السلام عليان

إشراف:

د. نصر عبّوشي.

فلسطين – الخليل

2014

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٧٧ الرقم المتسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

عمل التصاميم وكافة التفاصيل الانشائية لفيلا سكنية في منطقة الخليل

فريق العمل

اسراء هاني قنيبي

منار عبد السلام عليان

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

توقيع مشرف المشروع

د. نصر عبوشي

توقيع رئيس الدائرة

د. غسان الدويك

2014

الإهداء

(وَقُلِ اعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ) صدق الله العظيم

اللهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلا بطاعتك ...

ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك.. ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك...

ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك ....الله جل جلاله..

إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين..

سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار.. إلى من علمني العطاء بدون انتظار

إلى من أحمل اسمه بكل افتخار .. أرجو من الله أن يمد في عمرك

لترى ثماراً قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى

كلماتك نجوم أهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد..

والدي العزيز..

إلى ملاكي في الحياة ..إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان والتفاني..

إلى بسمة الحياة وسر الوجود

إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب

أمي الحبيبة

إلى من بها أكبر وعليه أعتمد .. إلى شمعة متقدة تنير ظلمة حياتي

إلى من بوجودها أكتسب قوة ومحبة لا حدود لها...

إلى من عرفت معها معنى الحياة

أختي ...

إلى أخي ورفيق دربي وهذه الحياة بدونك لا شيء.. معك أكون أنا

وبدونك أكون مثل أي شيء.. في نهاية مشواري أريد أن أشكرك على مواقفك النبيلة إلى

من تطلعت لنجاحي بنظرات الأمل

أخي ....

إلى الأخوات اللواتي لم تلدهن أمي .. إلى من تحلو بالإخاء

وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من معهم سعدت..

وبرفقتهم في دروب الحياة السعيدة والحزينة سرت إلى

من كانوا معي على طريق النجاح والخير..

إلى من عرفت كيف أجدهم وعلموني أن لا أضيعهم صديقاتي..

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً، كما يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه، إلى:

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد.

- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور نصر عبوشي، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.

- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لفيلا سكنيه في مدينة الخليل

فريق العمل:

إسراء هاني إقنيبي منار عبد السلام عليان

جامعة بوليتكنك فلسطين – 2014

المشرف:

د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة المشروع في اختيار النظام الإنشائي و عمل التصاميم الانشائية لجميع العناصر المكونة لهذا النظام واعداد المخططات التنفيذية الإنشائية لفيلا سكنية في مدينة الخليل ، والمشروع يتكون من ثلاث طوابق و رووف حيث ان طابق التسوية عبارة عن كراج ، غرفة سائق و خدمات للمبنى و يليه طابقان مكونان الفراغ الرئيسي للفيلا والذي تم تصميمه معماريا من قبل المهندس المعماري ،أما طابق الرووف يحتوي على غرفة رياضية و خدماتها و يوجد حول الرووف منطقة تراس(منطقة خضراء).

يتم اختيار النظام الانشائي بما يحقق المتطلبات الانشائية كالمتانة والتشغيل والاستقرار وبما لا يتعارض مع التوزيع المعماري للمبنى ، ومن ثم يتم تحديد الاحمال الواقعة على العناصر الانشائية المختلفة بناءأ على كودات االاحمال المختلفة كالكود الامريكي ،ومن ثم التصميم الانشائي لها واخراج النتائج بصورة مخططات قابلة للتنفيذ .

Abstract

The Structural Design of Villa in Hebron city .

Work Team

Isra Hani Iqneibi Manar Abd Alsalam Alyan

Palestine Polytechnic University -2014

Supervisor

Dr. Naser Abboushi

The purpose of this project is the structural design of villa in Hebron city.

This building is consistsing of three floors and roof (consist of green area),with anice elevation.

On other hand ,no doubt that the structural design at a same level of importance of architecture one , by supporting the building with a structural element .

The structural design of the building will be carried out according to the Jordanian code and to the ACI-318.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
صفحة تقرير المشروع	Ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	Iii
صفحة الإهداء	Iv
صفحة الشكر والتقدير	V
صفحة الملخص باللغة العربية	Vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	Vii
صفحة قائمة الاختصارات	xiv

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	تعريف عام بالمشروع	٢
١-٣	اسباب اختيار المشروع	٢
١-٤	اهداف المشروع	٣
١-٥	المشكلة البحث للمشروع	٤

١-٦	نطاق المشروع (حدود المشروع)	٤
١-٧	الجدول الزمني للمشروع	٥

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٦
٢-١	مقدمة	٧
٢-٢	لمحة عن المشروع	٧
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٤	اهمية الموقع	٨
٢-٤-١	حركة الشمس	٩
٢-٤-٢	العناصر المعمارية	١٠
٢-٥	وصف المساقط الافقيه	١٠
٢-٥-١	طابق التسويه	١٠
٢-٥-٢	الطابق الارضي	١١
٢-٥-٣	الطابق الاول	١٢
٢-٥-٤	الطابق الثاني	١٣
٢-٥-٥	غرفه المجلس	١٤
٢-٦	وصف الواجهات	١٥
٢-٦-١	الواجهة الشماليه	١٥
٢-٦-٢	الواجهة الجنوبيه	١٦
٢-٦-٣	الواجهة الغربيه	١٧
٢-٦-٤	الواجهة الشرقيه	١٨

٢-٧	وصف الحركة	١٩

الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	٢٠
٣-١	مقدمة	٢١
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢١
٣-٣	مراحل التصميم	٢٢
٣-٤	الأحمال	٢٢
٣-٤-١	الأحمال الميتة	٢٢
٣-٤-٢	الأحمال الحية	٢٣
٣-٤-٣	الأحمال البيئية	٢٤
٣-٤-٣-١	الرياح	٢٤
٣-٤-٣-٢	الثلوج	٢٤
٣-٤-٣-٣	الزلازل	٢٥
٣-٥	الدراسات الجيوتقنية	٢٦
٣-٦	العناصر الانشائية	٢٦
٣-٦-١	العقدات	٢٧
٣-٦-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٧
٣-٦-١-٢	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٨
٣-٦-١-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٩
٣-٦-٢	الادراج	٣٠
٣-٦-٣	الجسور	٣١

٣-٦-٤	الاعمدة	٣٢
٣-٦-٥	جدران القص	٣٣
٣-٦-٦	الاساسات	٣٤
٣-٦-٧	الجدران الاستنادية	٣٥
٣-٦-٨	القبة القشرية	٣٦
٣-٦-٩	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٣٧

38	Structural Design & Analysis	Chapter 4
39	Introduction	4.1
40	Determination of Slab thickness	4.2
41	Determination of factored load	4.3
41	Determination of dead load	4.3.1
41	Determination of factored dead & live loads	4.3.2
42	Design of topping	4.4
43	Design of rib 3	4.5
45	Design of positive moment of rib 3	4.5.1.1
47	Design of negative moment of rib 3	4.5.1.2
48	Design of shear of rib 3	4.5.2
50	Design of beam (BB,10)	4.6
54	Design of flexure	4.6.1
54	Design of positive moment	4.6.1.1

55	Design of Negative moment	4.6.1.2
56	Design of shear	4.6.2
58	Design of two Way ribbed slab	4.7
70	Design of two Way solid slab	4.8
75	Design of stairs	4.9
80	Design of Basement wall	4.10
85	Design of Retainig wall	4.11
95	Design of shear wall	4.12
100	Design of column	4.13
103	Design of Isolated footing	4.14
107	Design of spherical shell	4.15

الفصل الخامس	الملحقات	١١٣
١.٥	النتائج	١١٤
٢.٥	التوصيات	١١٤
٣.٥	المصادر والمراجع	١١٥

فهرس الجداول

جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٣/٢٠١٤	٥
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٣
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	٢٣
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٥

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	قطعة الأرض والبناء المقترح	٨
شكل (٢-٢)	قطعة الارض مع دوران الشمس	٩
شكل (٢-٣)	مخطط التسوية	١١
شكل (٢-٤)	مخطط الطابق الارضي	١٢
شكل (٢-٥)	مخطط الطابق الاول	١٣
شكل (٢-٦)	مخطط الطابق الرووف	١٤
شكل (٢-٧)	مخطط المجلس	١٤
شكل (٢-٨)	الواجهة الشمالية	١٥

شكل (٢-٩)	الواجهة الجنوبية	١٦
شكل (٢-١٠)	الواجهة الغربية	١٧
شكل (٢-١١)	الواجهة الشرقية	١٨
شكل (٢-١٢)	صورة توضح حركة المبنى	١٩
شكل (٣- ١)	صورة لبعض العناصر الانشائية للمبنى	٢٥
شكل(٣-٢)	عقدة ذات العصب باتجاه واحد	٢٦
شكل (٣-٣)	عقدة العصب ذات الاتجاهين	٢٧
شكل (٣-٤)	عقدة مصمته ذات اتجاهين	٢٩
شكل (٣-٥)	الدرج	٣٠
شكل (٣-٦)	الجسور المستخدمة في المشروع	٣١
شكل (٣-٧)	انواع الاعمدة المستخدمة في المشروع	٣٢
شكل (٣-٨)	جدار قص	٣٣
شكل (٣-٩)	اساس	٣٤
شكل (٣-١٠)	جدران استنادية	٣٥
شكل (٤-١)	Basement floor slab	٣٩
شكل (٤-٢)	Rib3 geometry	٤٢
شكل (٤-٣)	loading of Rib	٤٣
شكل (٤-٤)	Moment Envelop of rib 3	٤٤
شكل (٤-٥)	Shear Envelop of rib 3	٤٤
شكل (٤-٦)	Beam Geometry	٥٠
شكل (٤-٧)	Load of beam	٥٠

شكل (٤-٨)	Moment Envelop for Beam	٥١
شكل (٤-٩)	Shear Envelop for Beam	٥٢
شكل (٤-١٠)	two-way rib slab	٥٨
شكل (٤-١١)	Moment Slab	٦٢
شكل (٤-١٢)	two-way solid slab	٧١
شكل (٤-١٣)	Moment Slab.	٧٤
شكل (٤-١٤)	Stairs	٧٧
شكل (٤-١٥)	load Geometric	٧٨
شكل (٤-١٦)	load Geometric	٧٩
شكل (٤-١٧)	**Geometry Of Basement Wall (BW1)**	٨١
شكل (٤-١٨)	**Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)**	٨٣
شكل (٤-١٩)	details of basement wall	٨٥
شكل (٤-٢٠)	retaining wall	٨٦
شكل (٤-٢١)	Shear Wall	٩٦
شكل (٤-٢٢)	Moment and shear diagram	٩٦
شكل (٤-٢٣)	Footing's Detail	١٠٧
شكل (٤-٢٤)	spherical shell	١٠٨
شكل (٤-٢٥)	Local axis	١٠٨
شكل (٤-٢٦)	Dead load shell	١١٠
شكل (٤-٢٧)	Live load shell	١١١
شكل (٤-٢٨)	Tension from prog.sap	١١٢

١١٣	Bending moment from prog.sap	شكل (٤-٢٩)

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_S** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١.١ المقدمة.

٢.١ تعريف عام بالمشروع.

٣.١ أسباب إختيار المشروع.

٤.١ أهداف المشروع.

٥.١ مشكلة البحث (المشروع).

٦.١ نطاق المشروع (حدود المشروع) .

٧.١ محتويات المشروع.

٨.١ المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

١.١ المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف و التجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، و التكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء .

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة و الخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية، الخ...

وحيث ان مشروعنا يتمحور حول نظام سكني عادي (فيلا سكنيه) ،واليكم نبذة مختصرة عن نظام الفيلات :

الفيلا: هي نظام من انظمه بناء البيوت السكنيه ، حيث تكون مصممه لسكن العائلات ، حيث انها تتكون من اكثر من طابق وبناء جميل وراقي .. وممكن ان تحتوي على مسبح او ملعب صغير ، ونظام الفيلا في مشروعنا يحتوي على منطقه خضراء موجود في منطقه الروف ....

٢.١ تعريف عام بالمشروع

المشروع عبارة عن فيلا يقع في مدينة الخليل ، يتكون المبنى من ثلاث طوابق و روف ، على مساحة قطعة ارض 4285.7متر مربع ، ومساحة بناء ٤٦٧متر مربع .....

٣.١ أسباب اختيار المشروع

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

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونها فيلا جميله وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي -:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع -:

١. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيوياً قابلاً للتنفيذ.

٢. الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية، وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.

٣. لانه جزء من متطلبات انهاء درجة الباكالوريوس.

الأسباب الشخصية -:

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

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

١.٤ أهداف المشروع

أهداف معمارية -:

- مثل هذه المشاريع تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار ,لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ,فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ,ويكون للمراكز البحثية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري ,وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

٢-أهداف انشائية -:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل .

٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

١.٥ مشكلة البحث(المشروع)

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للفيلا الذي تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث ,وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ .بتحديد الأحمال الواقعة عليه ,ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ,ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ,لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١.٦ نطاق حدود المشروع

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

١.٧ محتويات المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

١- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
٢- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٨,١ المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

يبين الجدول رقم (1-1)المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال الفصل الدراسي الأول والثاني .

المرحلة الزمن المقترح (اسبوعيا)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢
اختيار المشروع																																
دراسة الموقع																																
جمع المعلومات حول المشروع																																
دراسة المبنى معماريا																																
دراسة المبنى انشائيا																																
اعداد مقدمة المشروع																																
عرض مقدمة المشروع																																
التحليل الانشائي																																
التصميم الانشائي																																
اعداد مخططات المشروع																																
كتابة المشروع																																
عرض المشروع																																

الجدول :(1-1)المخطط الزمني للمشروع

الفصـــــل الثانـــــــي

الوصف المعمـــــاري

2

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ اهمية موقع المشروع .

٥.٢ وصف المساقط الأفقية.

٦.٢ وصف الواجهات.

٧.٢ وصف الحركة.

١.٢ المقدمة

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاح المشروع , اذ يساعد على فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى , وتبين ميزات كل جزء من أجزائه حسب اختلاف نوعه والحاجة التي انشأ من أجلها , وأهم ميزات المبنى السكني توفير الراحة والأمان وكافة الخدمات لساكنيه , ولا سيما مواكبة التكنولوجيا الحديثة في الشكل والمواد المستخدمة.

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل منظمة ومتتالية حتى يتم إنجازه على أكمل وجه , وكذلك لإقامة أي بناء لابد من تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية و الناحية الإنشائية) بحيث تكون الواحدة منهما مكملة للأخرى , وتبدأ هاتين المرحلتين بمرحلة التصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ, ويأخذ بعين الإعتبار وتحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة بأفضل الإقتراحات , إذ يجري توزيع الأولى لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة , ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الإنتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها , والمواد المستخدمة , وذلك اعتماداً على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي ستقوم بدورها بنقل الأحمال بشكل متتالي من الجسور الى الأعمدة فالأساسات في التربة , وذلك كله دون احداث أي خلل أو تغير في التصميم المعماري في للبناء.

٢.٢ لمحة عن المشروع

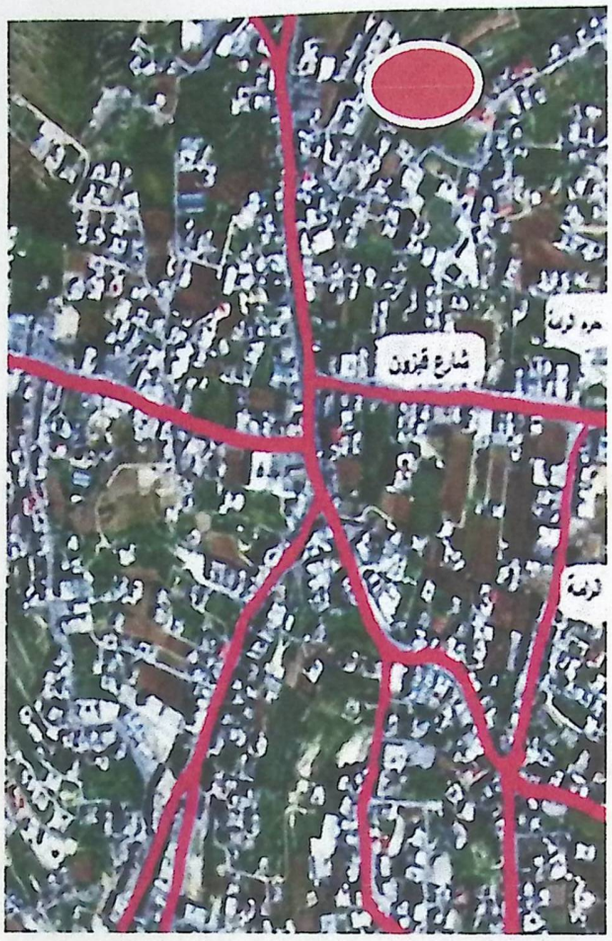
المشروع هو عباة عن فيلا تقع في مدينة الخليل ، وصممت هذه الفيلا لتكون شامله للمتطلبات الوظيفية المعماريه المذكورة انفا ، وقد تم الحصول على هذه المخططات من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعماريه في جامعة بولتكنيك فلسطين ، ليتسنى لنا عمل التصميم الانشائي واعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائيه التي يشملها المبنى .

يتكون المبنى من ثلاث طوابق ، بالاضافة الى طابق روف، على مساحة قطعة ارض ٤٦٧متر مربع .

٣.٢ موقع المشروع

لتصميم اي مشروع فانه ينبغي دراسة الموقع المراد الانشاء فيه بعناية فائقه ، مراعيا بذلك الموقع الجغرافي وتاثير الظروف المناخية السائده في المنطقه بحيث تصان العناصر القائمه وتتالف وتتناغم مع التصميم المقترح .

فلذلك يجب اعطاء فكره عامه عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الارض المقترحه للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطه ، ارتفاع المباني المحيطه ، والصحيح مسار الشمس .



صورة (١.٢) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

٢.٤ اهمية الموقع

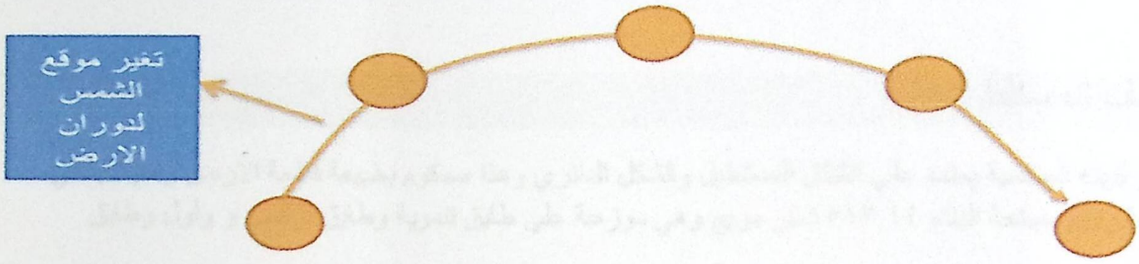
قطعة الارض تقع على الشمال من شارع قيزون ، في المنطقة القريبة بئر حرمه الرامه ، ويحيط بالشارع ابنية سكنية ومحال تجاريه ، الابنية المجاورة تتكون في الغالب من طابق الى ثلاثة طوابق .

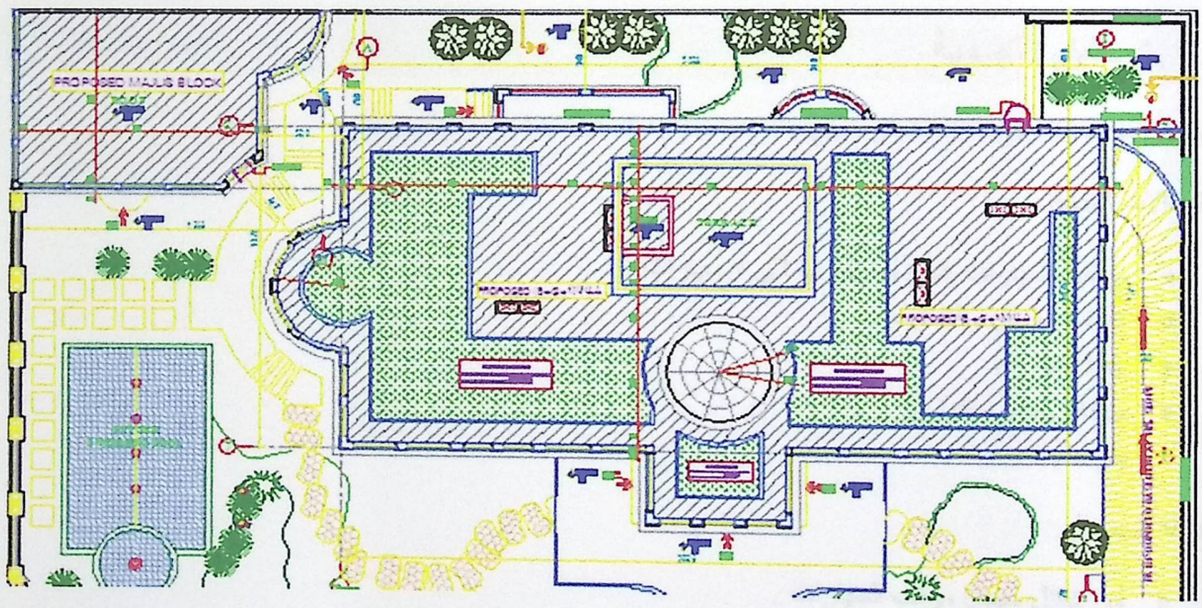
وقد تم مراعاة ما يلي في اختيار الموقع :

- ان تكون الفيلا في مكان بعيد عن ضجيج المدينه .
- مساحة قطعة الارض جميله خضراء وكافية لانشاء المشروع وما يلزمه من متطلبات .
- توفر وسائل النقل والمواصلات .
- توفر ما يلزم من خدمات مثل : (كهرباء وماء) .

٤.١,٢ حركة الشمس

تعتبر حركة الشمس والرياح من العوامل المهمه في تحليل المبنى ، فيجب مراعاة تاثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه الى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والاضاء الطبيعية .





صورة (٢.٢) : صورة تبين قطعة الارض وموقع الشمس .

٤,٢,٢ العناصر المعمارية

مدينة الخليل تقع الى الجنوب من الضفة الغربية محاطه بقمم الجبال العالية ، وهذا ما اكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابه الطبيعية من النقب جنوبا الى مرتفعات القدس شمالا ، وشهدت مينة الخليل في العقود الاخيره تزايدا في عدد السكان ، وفي عدد الابينة و المنشات ، وهذا بالاضافه الى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي ، مما اكسب طرازها المعماري طرازا فريدا يتماشى مع طبيعتها .

٥,٢ وصف المساقط الافقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل والشكل الدائري وهذا محكوم بطبيعة قطعة الارض و موقعها في مركز المدينة وتبلغ مساحة البناء ١٥١٣.١٤متر مربع وهي موزعة على طابق تسوية وطابق ارضي و وأول وطابق الرووف .

٥.١.٢ طابق التسوية

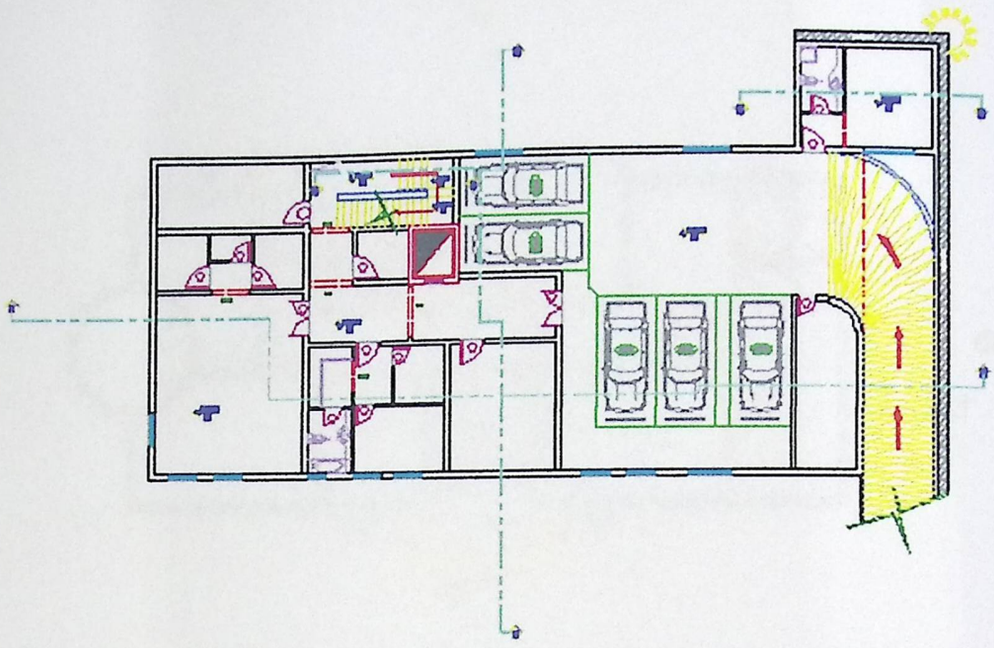
مساحة هذه الطابق هي ٤٦٦.٥متر مربع .

استعمالات الطابق :

- موقف للسيارات يتسع لما يقارب الى ٥ سيارات .
- غرف للغسيل والتنظيف .
- غرفة كهرباء .
- سونا وحمام جاكوزي .
- بئر ماء .

طريقة الوصول :

- من خلال مدخل موقف السيارات .
- الدرج الداخلي .
- المصعد .



صورة (٣.٢) : مسقط طابق التسويه .

٥,٢,٢ الطابق الارضي

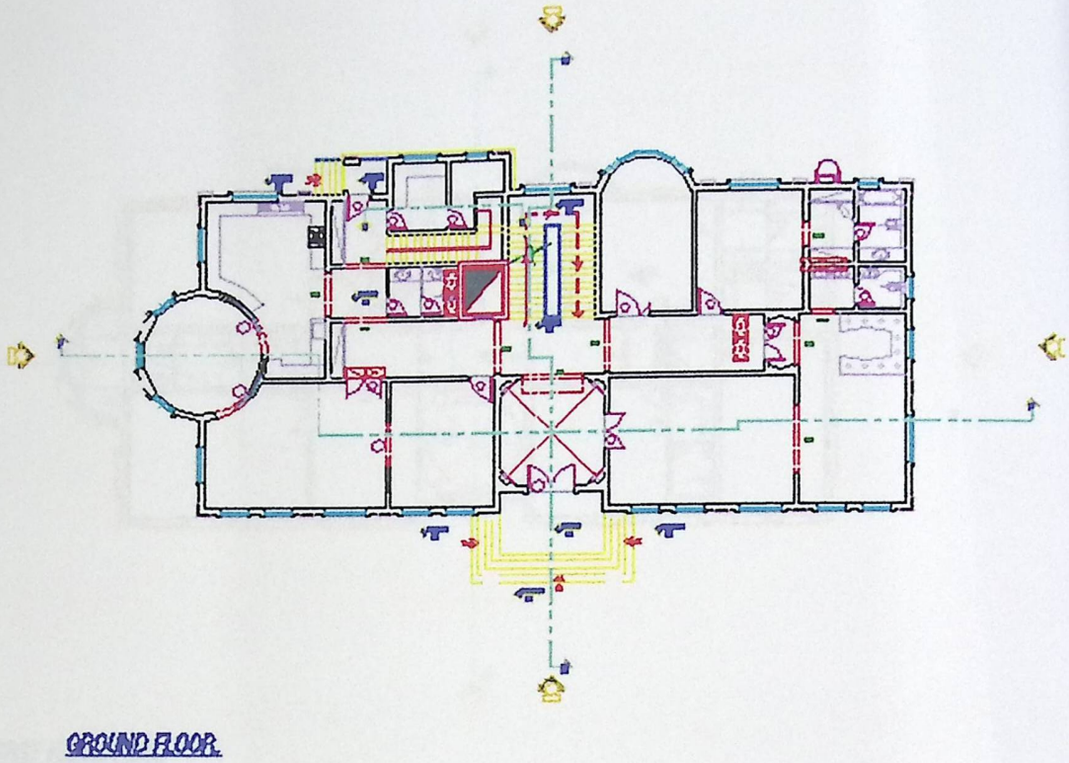
مساحة هذا الطابق ٤٤٥.١٧ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- مطبخ كبير ومطبخ اخر صغير .
- عدد من الغرف متعددة الاستعمال .
- قاعة استقبال لاستقبال الضيوف .
- مكتب وغرفه طعام كبيره .

طريقة الوصول :

- المدخل الرئيسي
- الادراج والمصاعد من طابق التسويه .



صورة (٤.٢) : مسقط الطابق الارضي .

٥.٣.٢ الطابق الاول

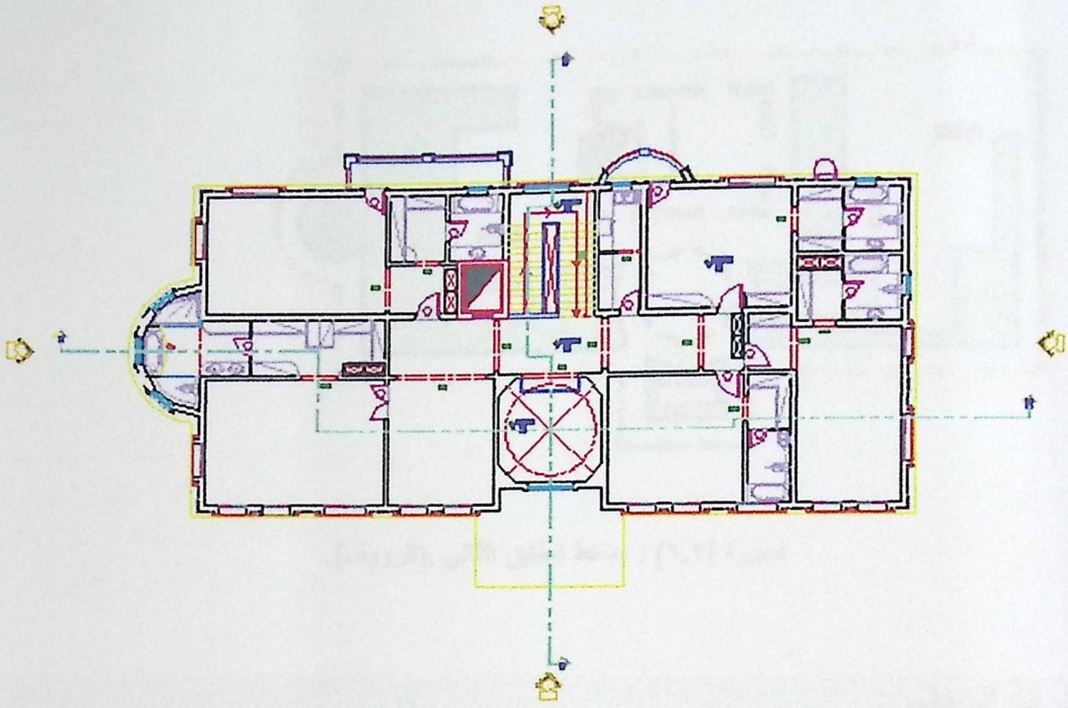
مساحة هذا الطابق ٤٦٧.٠٥متر مربع .

استعمالات الطابق :

- غرف متعددة الاستعمال .
- حمامات متعددة .
- مجلس للعائله .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- مصاعد كهربائيه .



صورة (٥.٢) : مسقط الطابق الاول .

٥.٤.٢ الطابق الثاني (الرووف)

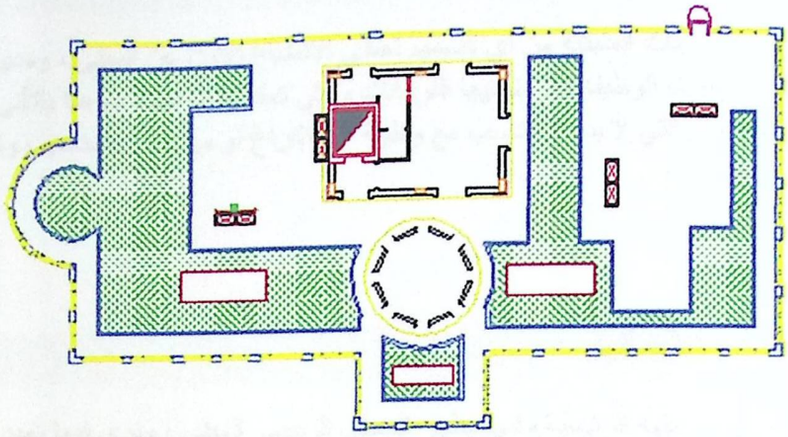
مساحة هذا الطابق ٤٦.٦٩ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- منطقه خضراء (تراس) .
- غرفه رياضيه وخدماتها .

طريقة الوصول :

- مصاعد كهربائية
- ادراج .

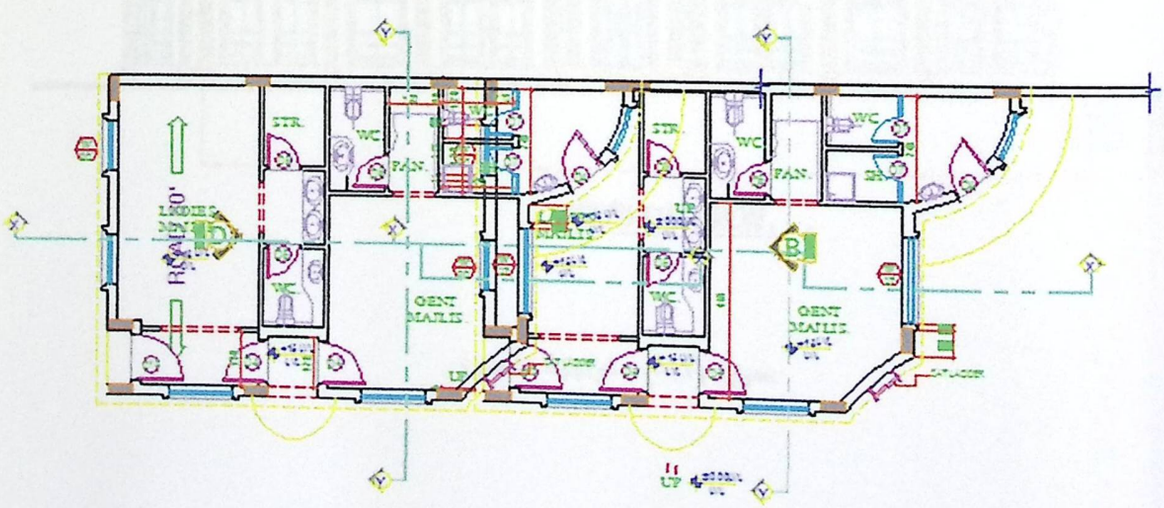


صورة (٦.٢) : مسقط الطابق الثاني .(الرووف).

٥.٢.٢ غرفة المجلس

غرفه المجلس تعتبر غرفه مهمه في الحياه العمليه ،حيث تستخدم للاجتماعات وتكون خارج اطار المبنى ..

حيث تتكون من صاله اجتماعات للرجال وصاله للنساء ، ويحتوي على كل مستلزمات هذه الصالات من حمامات وغيرها .



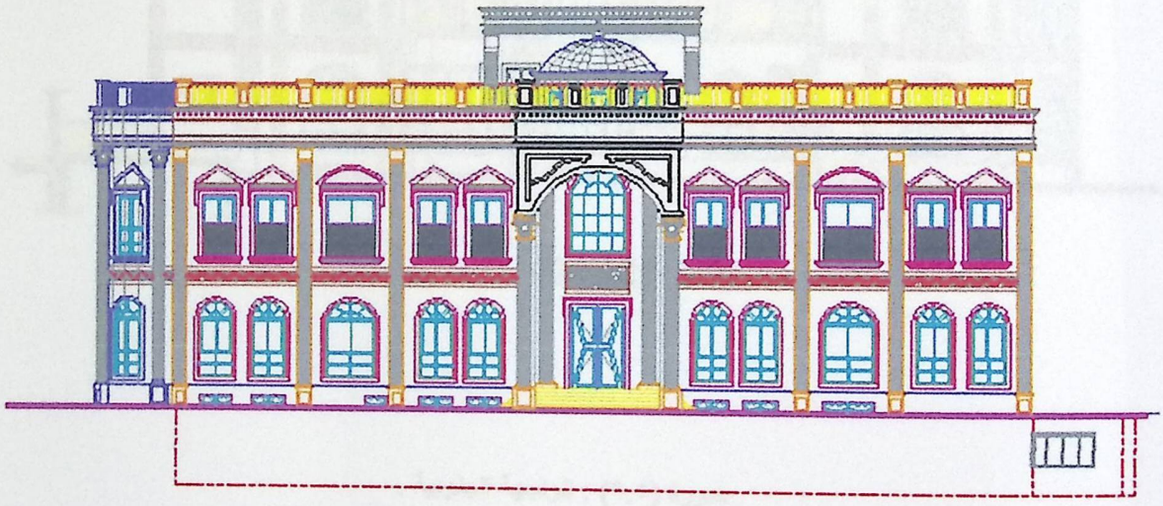
صورة (٧.٢) : مسقط غرفة المجلس.

٦.٢ وصف الواجهات

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من اي تصميم تعطي الانطباع الاول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطه بل وانها تظهر اختلافات الوظيفه التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهه ، وهذا يتتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهه والتي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

٦.١.٢ الواجهة الشمالية

تعد هذه الواجهه هي الواجهه الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى ، ونرى فيها تعدد انظمة الفتحات المستخدمه ، وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحتويها فراغات المبنى . كما نلاحظ استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ،و ذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر ، هذا بالاضافة الى ان استخدام الزجاج اضفى نوع من الحداثه من جهة ومن جهة اخرى اضفى جانب جمالي ، بالاضافة الى مساهمته في توفير جزء من الاضاءة الطبيعية .

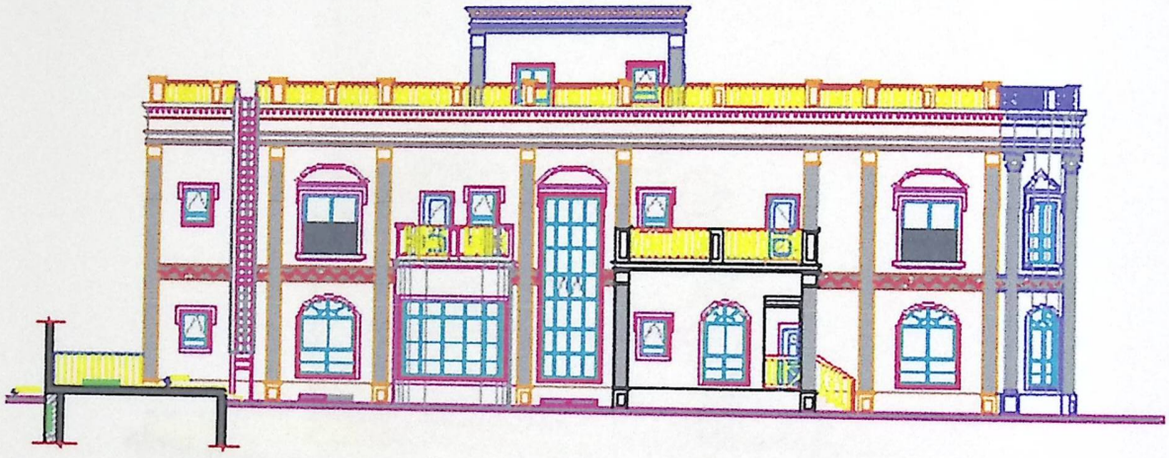


NORTH ELEVATION .

صورة (٨.٢) : الواجهة الشماليه .

٦.٢.٢ الواجهة الجنوبية

تعددت في هذه الواجهة ايضا انظمة الفتحات ، هذا بالاضافة الى اختلاف المناسيب ، وتعدد استعمالات الزجاج والالمنيوم ، التي ساهم ايضا في كسر الملل لدى الناظر للواجهة .

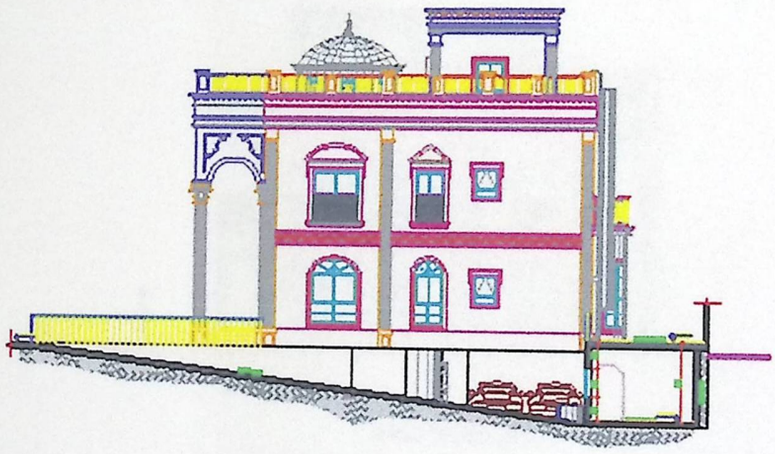


SOUTH ELEVATION .

صورة (٩.٢) : الواجهة الجنوبية .

٦.٣.٢ الواجهة الغربية

استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام اشكال متعددة من الفتحات ، واستعمال المنحيات (Curves) ، لاغناء واثراء الواجهة ، التي تعد قصيرة بالمقارنه مع الواجهتين الشمالية والجنوبية .



WEST ELEVATION.

صورة (٢.١٠) : الواجهة الغربيه .

٦.٤.٢ الواجهة الشرقية

استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام اشكال متعددة من الفتحات ، واستعمال المنحيات (Curves) ، لاغناء واثراء الواجهة ، التي تعد قصيرة بالمقارنه مع الواجهتين الشمالية والجنوبية .

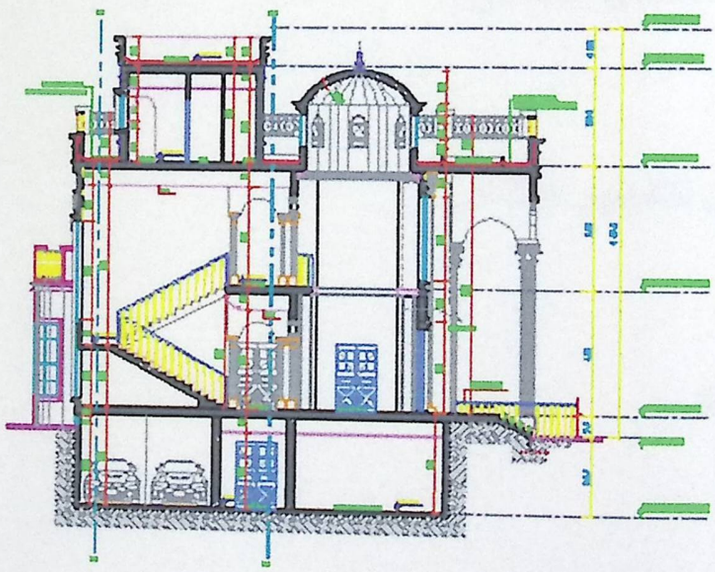
صورة (١١.٢) : الواجهة الشرقية.

٧.٢ وصف الحركة

تاخذ الحركة اشكالا عدة ، سواء من الخارج او من الداخل ، فالحركة من الخارج الى الداخل تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي (طابق الاول) .

ويمكننا الوصول للمبنى من الدرج ، وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد ، وحركة راسية ما بين الطوايق المختلفه.

فالحركه في الطابق الارضي تاخذ شكل خطي في الممرات ، بالاضافه الى الحركة الراسية بين الطوابق فانها تتم من خلال الادراج والمصاعد الكهربائية المتوفرة في اماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينهما .



SECTION - Y-Y.

صورة (١٢.٢) : مقطع ٧-٧ يبين بعض انواع الحركة.

.

الفصـــــل الثالث

الوصف الانشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي .

٣.٣ مراحل التصميم الإنشائي.

٤.٣ الأحمال .

٥.٣ الدراسات الجيوتقنية.

٦.٣ العناصر الإنشائية.

٧.٣ البرامج الحاسوبية المستخدمة .

١.٣ المقدمة

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

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ومحافظاً على التصاميم المعمارية.

٢.٣ الهدف من التصميم الانشائي

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

١-الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.

٢- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.

٣- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .

٤-الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ .

٣.٣ مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الأولى: وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام ، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

٤.٣ الأحمال

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

٤.١.٣ الاحمال الميتة

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى :-

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣.١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم	المادة المستخدمه	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
١	المونة والبلاط	23
2	الخرسانه المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة	22
5	الرمل	16

جدول (١.٣) : جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمه .

٤.٢.٣ الاحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (٣.٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
مباني الشقق السكنية التي لا يزيد ارتفاعها عن ثلاثة طوابق ولا يزيد عدد الشقق التي يمكن الوصول إليها من خلال درج مشترك عن أربع شقق للطابق الواحد. جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك (All usage)	2.0

جدول (٢.٣) : جدول الاحمال الحية لعناصر المبنى .

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

٤.٣.١.٣ أحمال الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويزداد تأثيرها في المباني بازدياد ارتفاعها . وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن للمتر المربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

٤.٣.٢.٣ أحمال الثلوج

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

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

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

الارتفاع عن سطح البحر"h" (المتر)	احمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (٣.٣) : احمال الثلوج حسب الارتفاعات عن سطح البحر .

٤.٣.٣.٣ احمال الزلازل

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية وعموديه،وذلك بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية،فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم بحيث تصمم على القوة الافقية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت ، وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

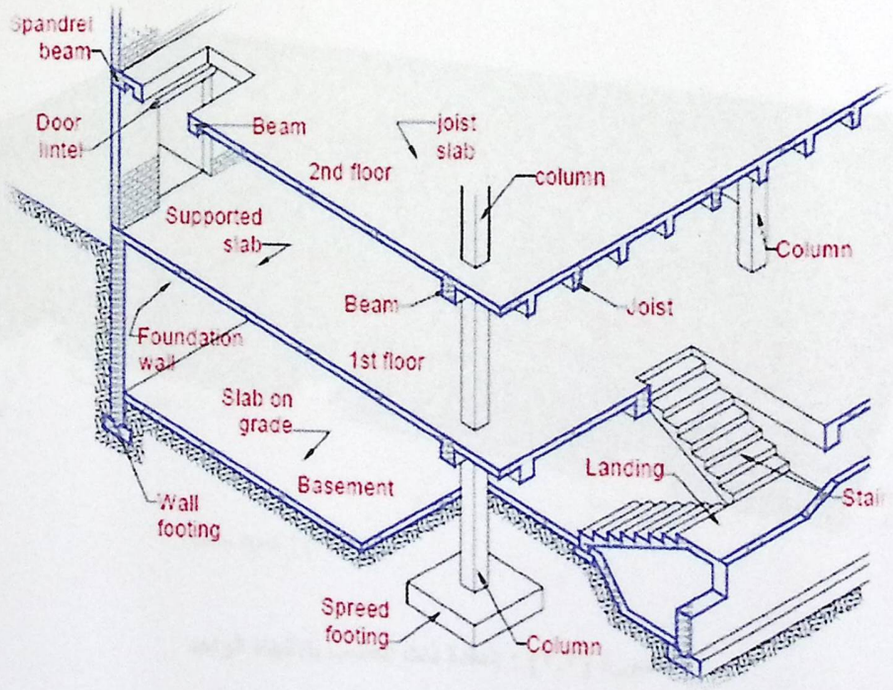
وسيتم التعامل معها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

٥.٣ الدراسات الجيوتقنية

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

٦.٣ العناصر الانشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات.



صورة (١.٣) : توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى .

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

٦.١.٣ العقدات

نظرا لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاه للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

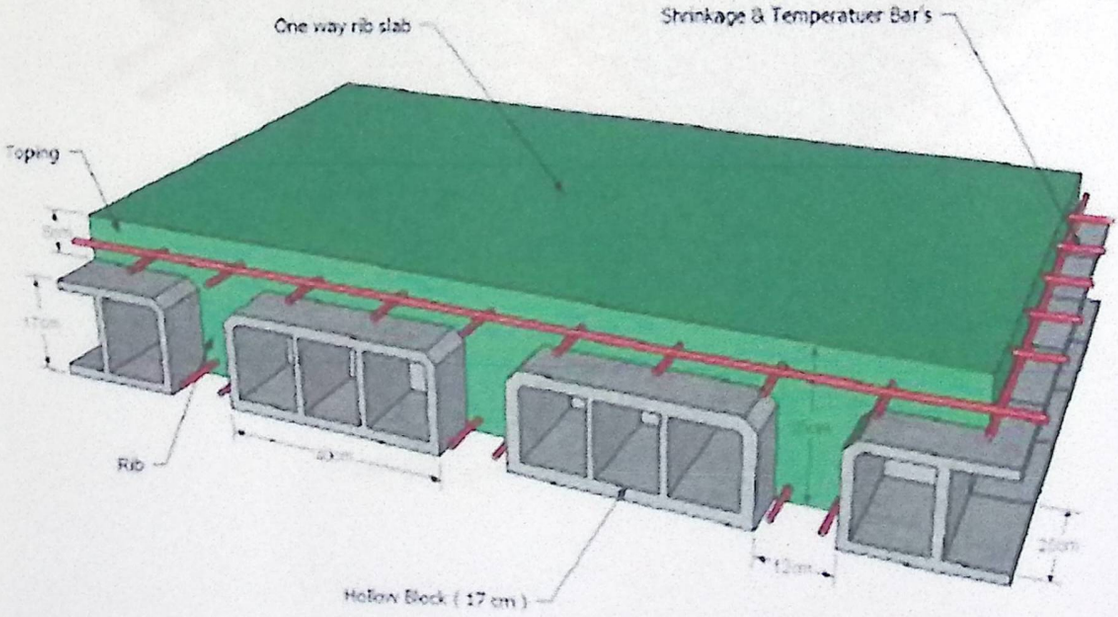
١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

٦.١.١.٣ عقدة العصب الواحد ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

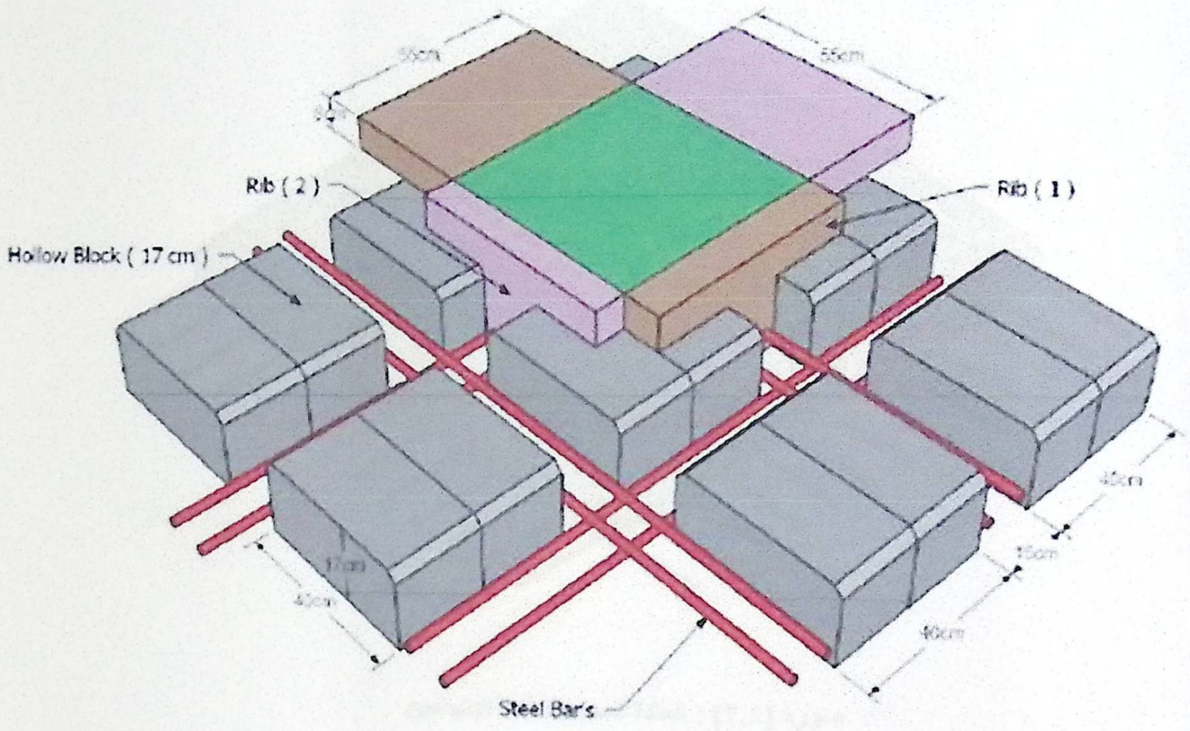
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٢.٣).



صورة (٢.٣) : العقدة ذات العصب بالاتجاه الواحد .

٦.١.٢.٣ عقدة العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

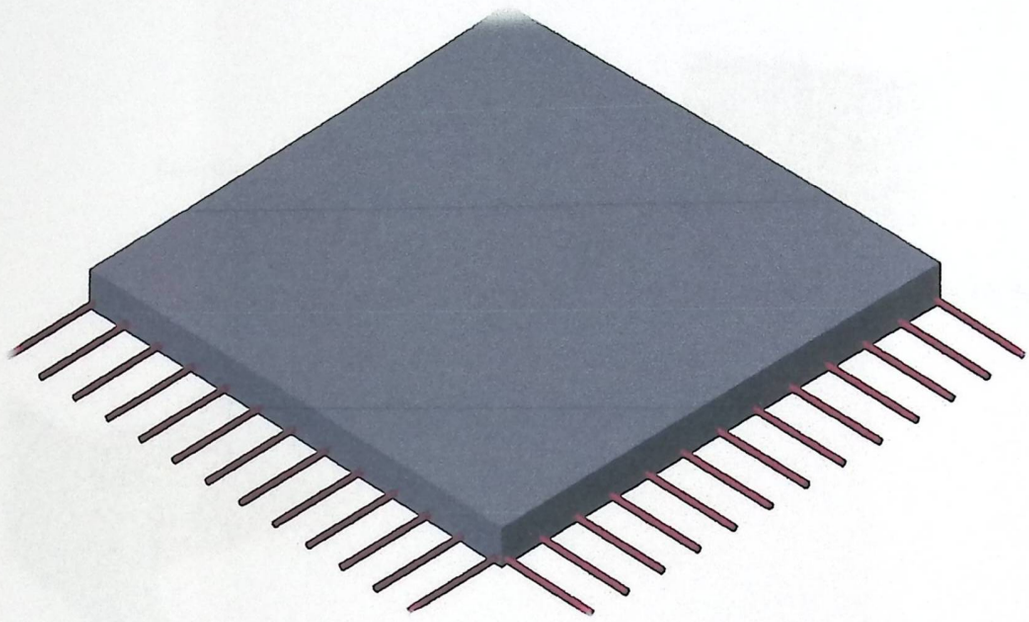
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣.٣):



صورة (٣.٣) : العقدة ذات العصب بالاتجاهين .

٦.١.٣.٣ العقدات المصمته ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

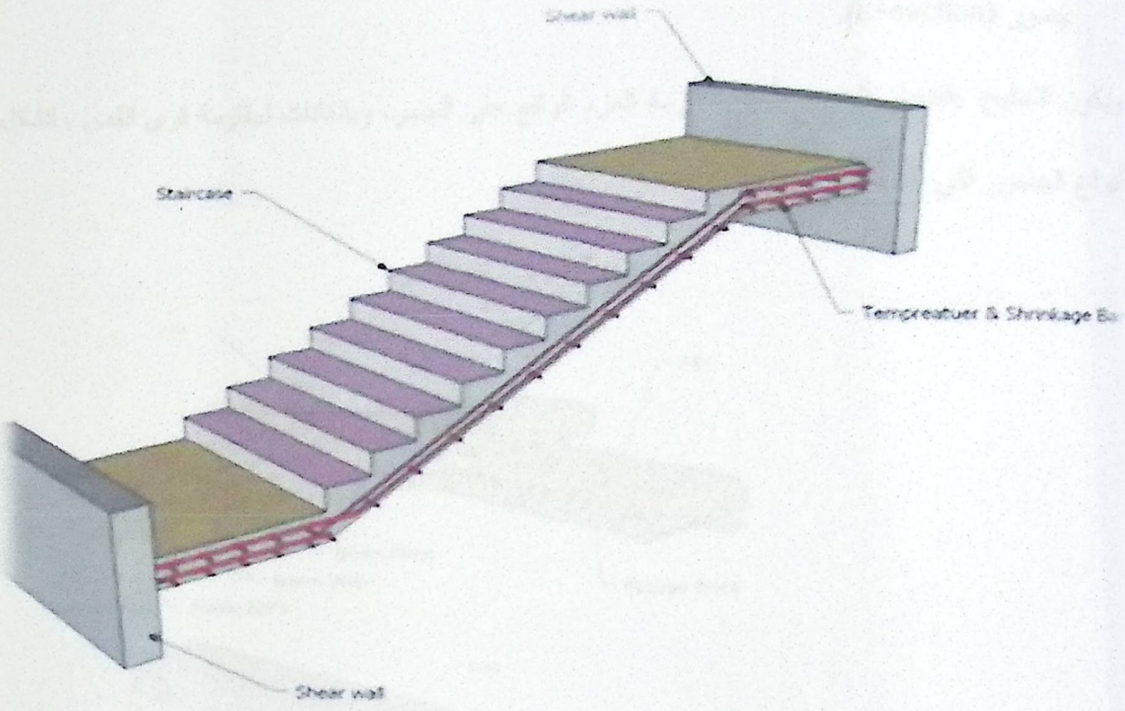
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٤).



صورة (٣.٤) : العقدة المصمته ذات الاتجاهين .

٦.٢.٣ الادراج

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (٣-٥).



صورة (٣.٥) : الدرج .

٦.٣.٣ الجسور

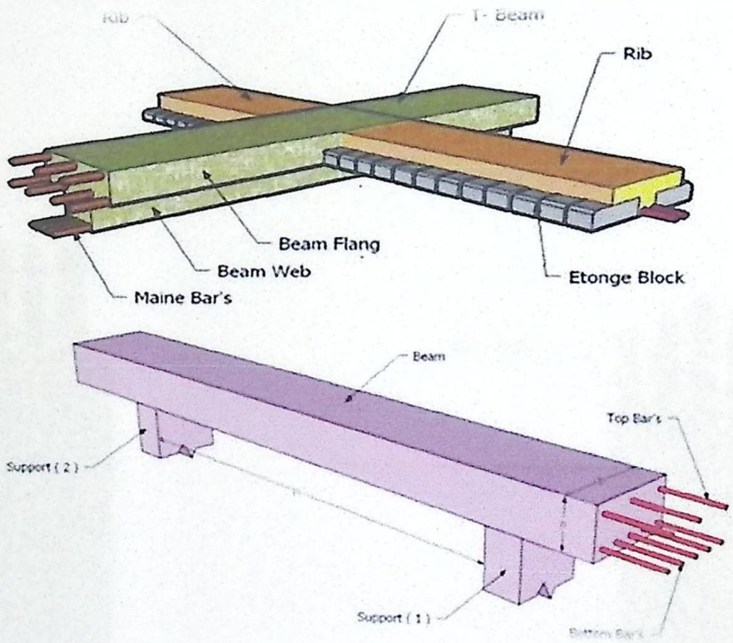
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم الى:

١- جسور مسحورة.

٢- وجسور متدلية(T-section) .

٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٦) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



صورة (٣.٦) : انواع الجسور المستخدمه في المشروع .

٦.٤.٣ الاعمدة

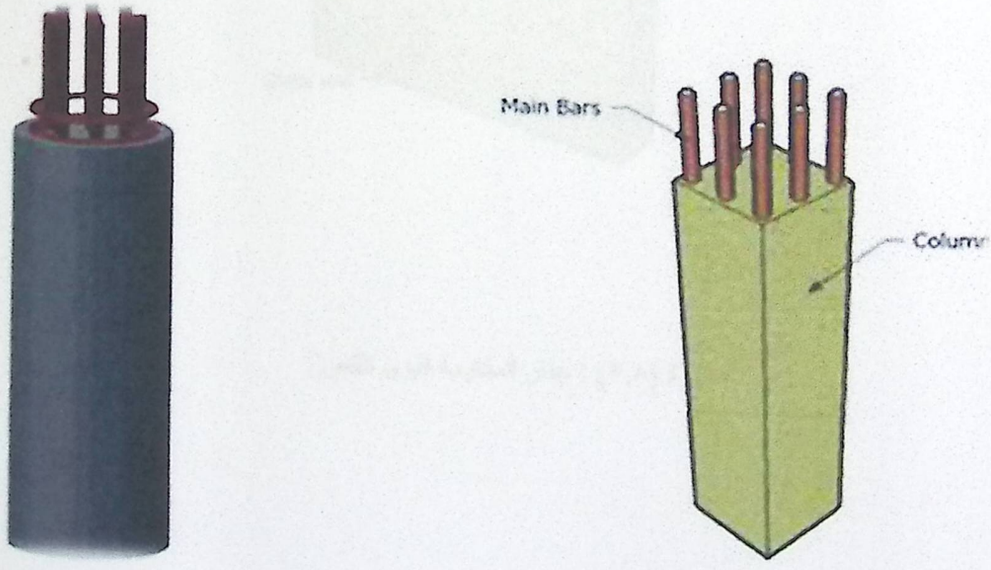
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

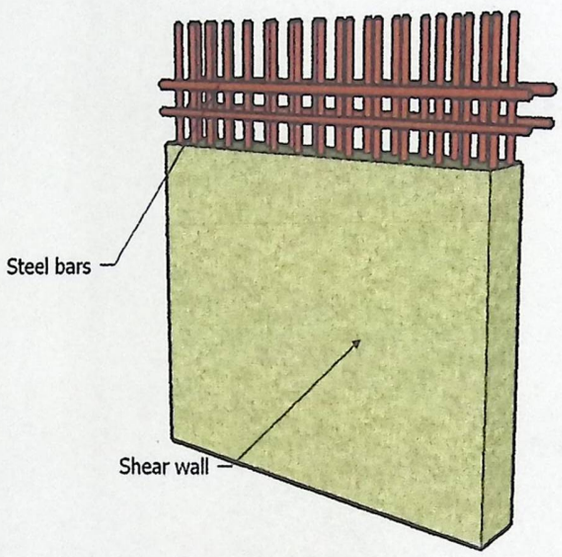
منها المستطيل والدائري، والمربع ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (٣-٧).



صورة (٣.٧) : انواع الاعمده المستخدمه في المشروع .

٦.٥.٣ جدران القص

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٨).



صورة (٣.٨) : جدار المقاومة لقوى القص .

٦.٦.٣ الاساسات

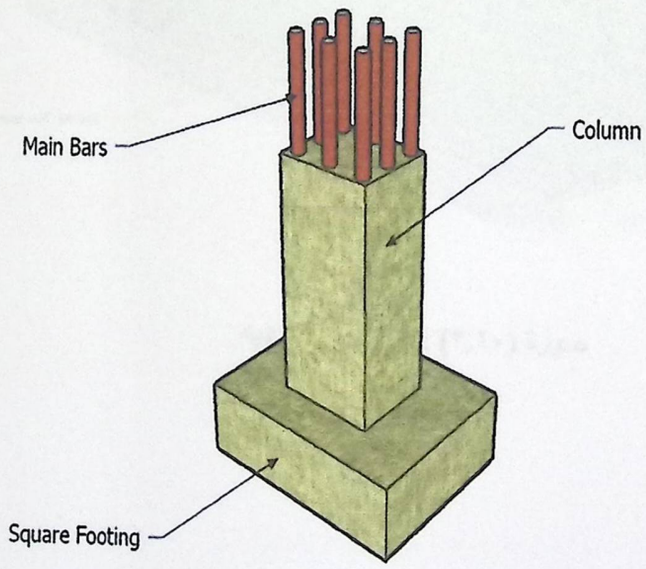
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

١- أساسات منفصلة(Isolated)

٢- أساسات مزدوجة(Combined)

٣- أساسات شريطية.(Strip)

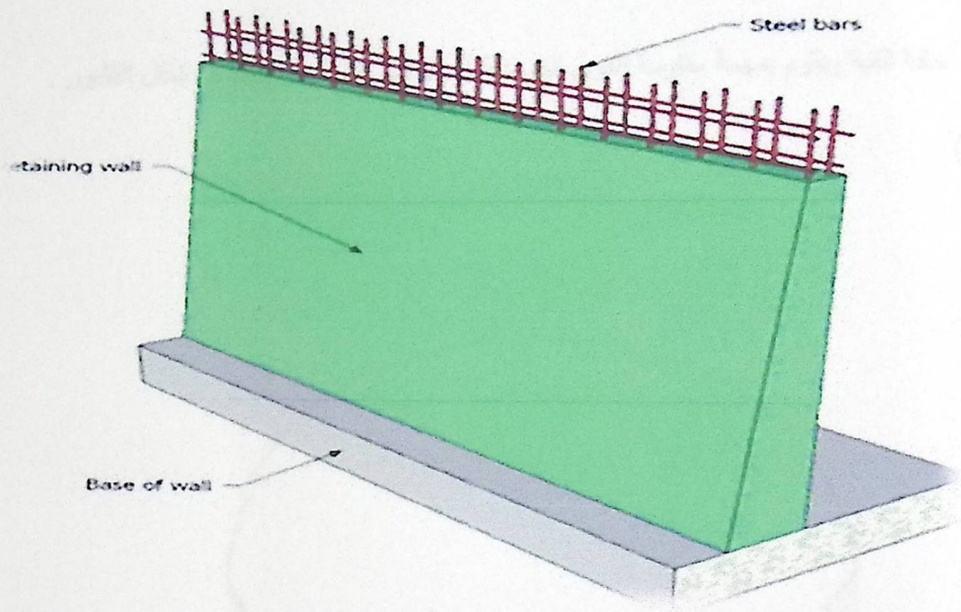
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



صورة (٣.٩) : الاساسات .

٦.٧.٣ الجدران الاستنادية

نظراً لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع ، وتمنع أي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكي كما في الشكل (٣-١٠).



صورة (٣.١٠) : الجدران الاستناديه .

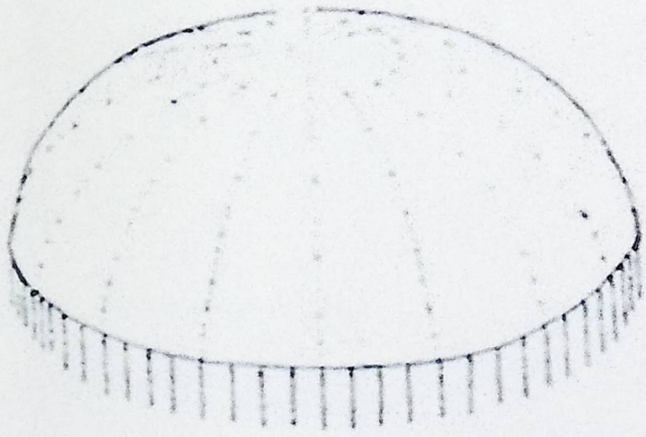
٦.٨.٣ القبة القشرية (shell structure)

تستخدم القبة القشرية لتغطية البحور الواسعة دون الحاجة لوجود أعمدة داخلها (مثل المساجد وصالات المعارض .....الخ) .

القبة يمكن أن تكون من الخرسانة أو المعدن أو الخشب ، قوى الرياح التي تتعرض لها القبة الخرسانية لا تمثل خطورة لها ولكن قد يظهر تأثيرها عند تعرض القبة ذات الإطارات المعدنية أو الخشبية لها ، ذلك بسبب وجود فرق بين السلوك الإنشائي للمواد المشيدة منها هذه القباب .

يوجد جسر دائري عند حافة القبة ويقوم بمهمة مقاومة القوى العمودية أو الأفقية التي قد تنتج حسب شكل القشور .

كما في الشكل (٣-١١)



صورة (٣.١١) : الجدران الاستناديه .

٧.٣ برامج الحاسوب التي تم استخدمها

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.

٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

٣. Atir Software for Structural Calculations.

٤. BeamD, safe,Etabs&Sap.

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load of ribs

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of two way ribbed slab .

4-8 Design of two way solid slab.

4-9 Design of stairs.

4-10 Design of basement wall .`

4-11 Design of Retaining wall.

4-12 Design of Shear wall .

4-13 Design of column.

4-14 Design of Isolated footing .

4-15 Design of shell spherical.

4-1 Introduction.

In This Project, there are three types of slabs : solid slab , one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element programs of such as " BeamD, safe & Etabs" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to be find the required steel for some members .

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

4.2 Determination of Slab Thickness:-

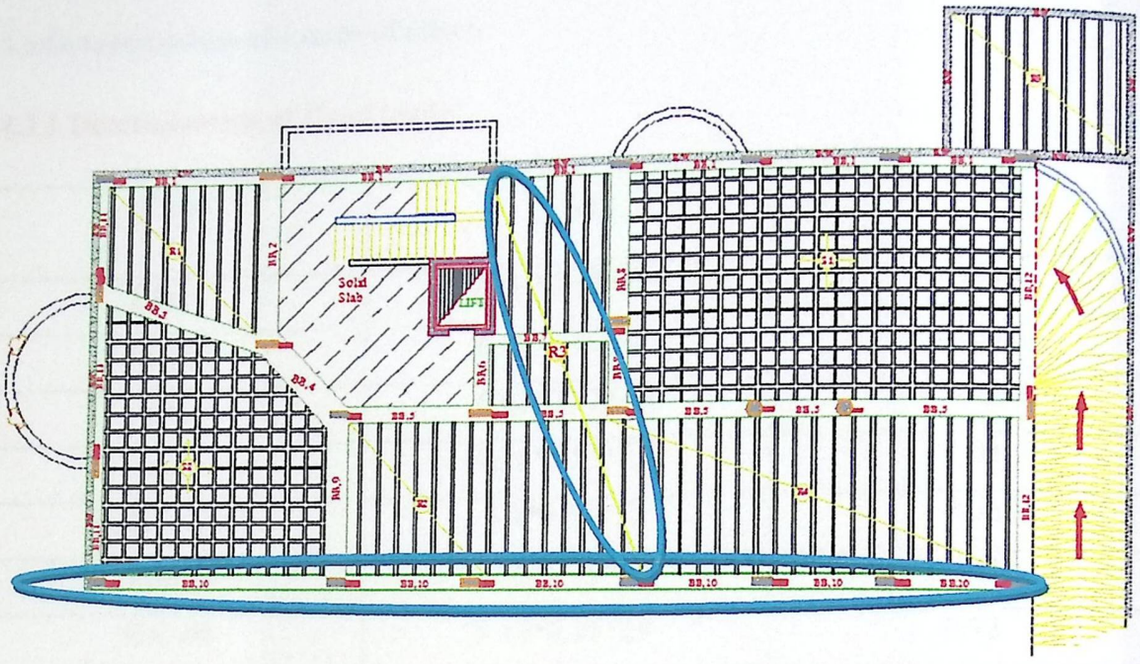


Figure (4-1): Rib(3) Basement floor slab

According to ACI-Code-318-05, 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

= 550/18.5 = 29.729 cm.

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

= 240/21 = 11.4285 cm

h_{min} for simple beam =L/16

= 445/16 = 27.8125 cm

The controller slab thickness is 29.729 cm.

Select Slab thickness h= 32cm with block 24 cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of Loads of ribs :-

4.3.1 Determination of Dead load:-

Type	□ b h	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.3588
Mortar	0.02*0.52*22	0.2288
Sand	0.07*0.52*16	0.59696
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*10	0.96
Plaster	0.03*0.52*22	0.3432
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Partitions	2.38*0.52	1.2376
Sum		5.4853

4.3.1 Determination of live load:-

Nominal Total live load = 2 * 0.52 = 1.04kN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.4853 = 6.58236 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*1.04 = 1.664 KN/m

4.4 Design of Topping:-

Determination of dead load of topping

Type	□ b h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*16*1	1.148
Topping	0.08*1*25	2
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		6.658

Live Load = 2 KN/m.

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 *6.658+ 1.6 * 2 = 11.1896 KN/m. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 11.1896 * 0.4^2 / 12$$
$$= 0.149 KN.m.$$

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$$

$$\rightarrow \phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN.m.$$
$$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.149 KN.m.$$ OK!

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\,mm^2\,/1m.$

n=As/100=144/50= 3 bars

S=1000/3 =300 mm

S= 3 h = 3*80 =240 mm(control)

S=450 mm

S=300*280/fs-2.5Cc = 300*280*3/2*420 -2.5*20 = 250 mm

S= 300*280/fs =300*280*3/2*420 = 300 mm

Use S =200 mm < S max = 240 mm

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.5 Design of Rib3 :-

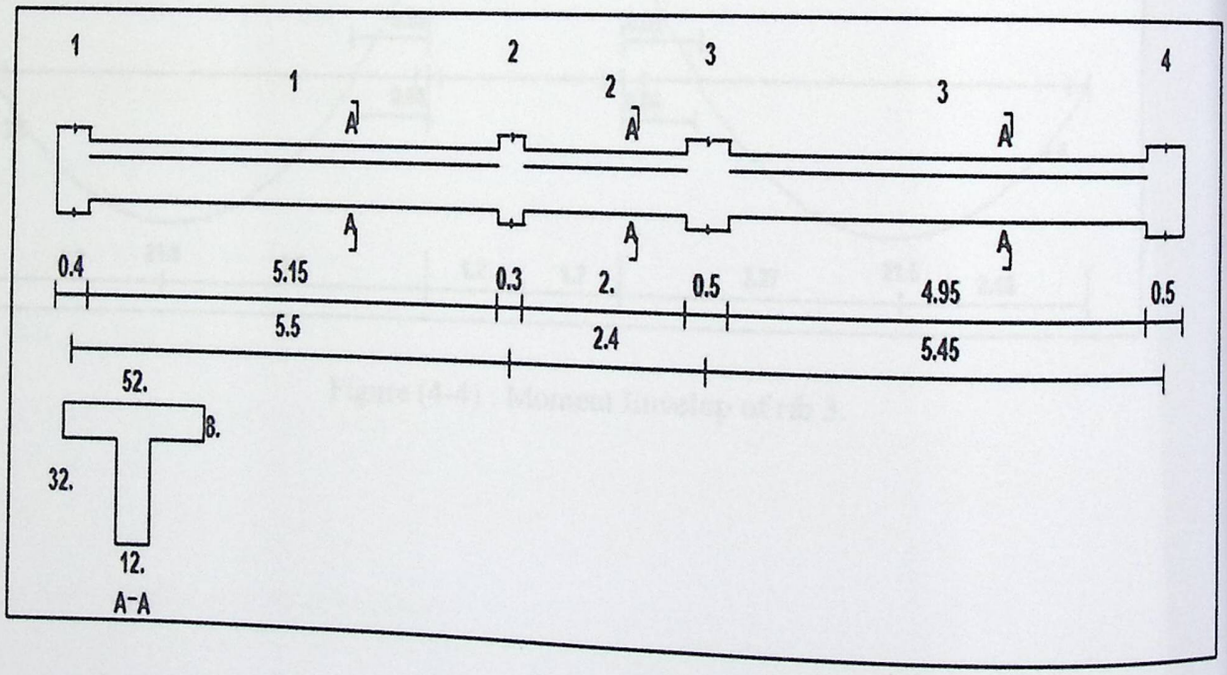


Figure (4-2): Rib3 geometry.

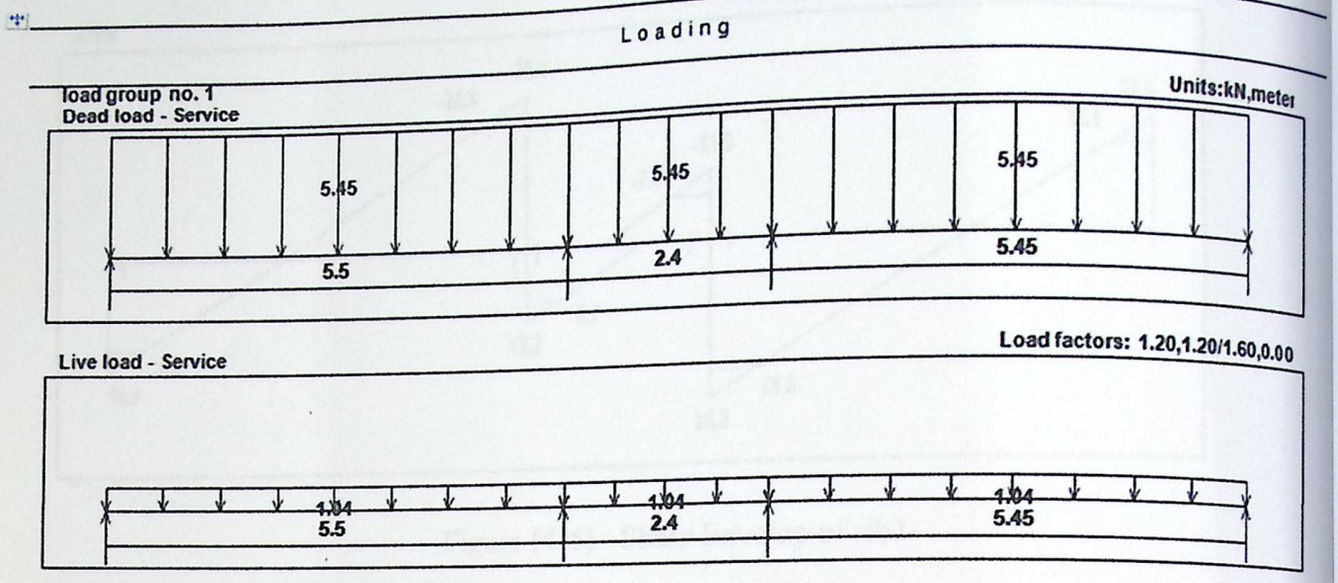


Figure (4-3) : loading of Rib 3

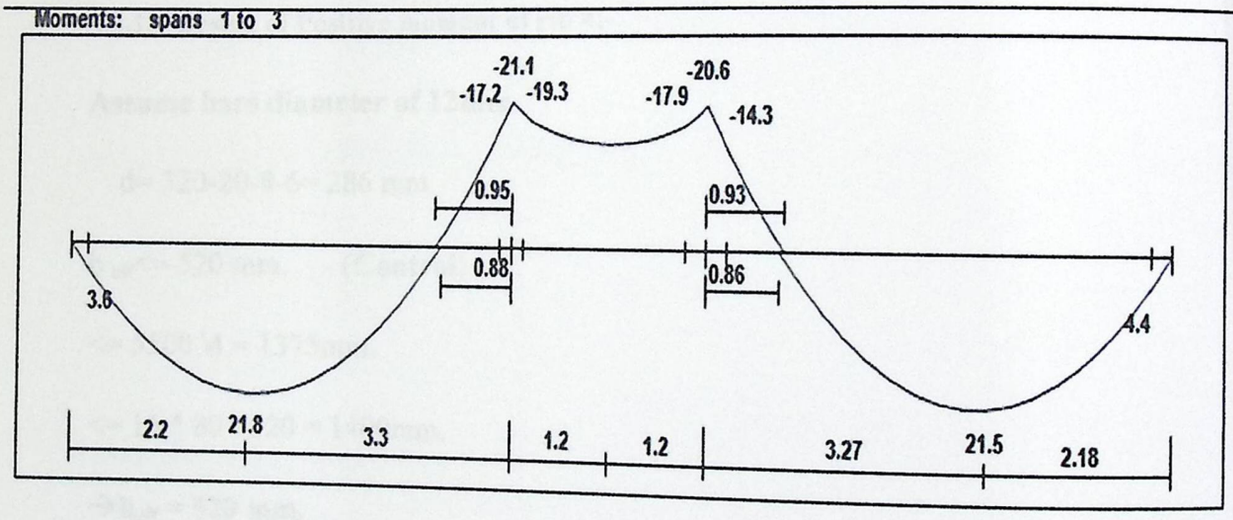


Figure (4-4) : Moment Envelop of rib 3.

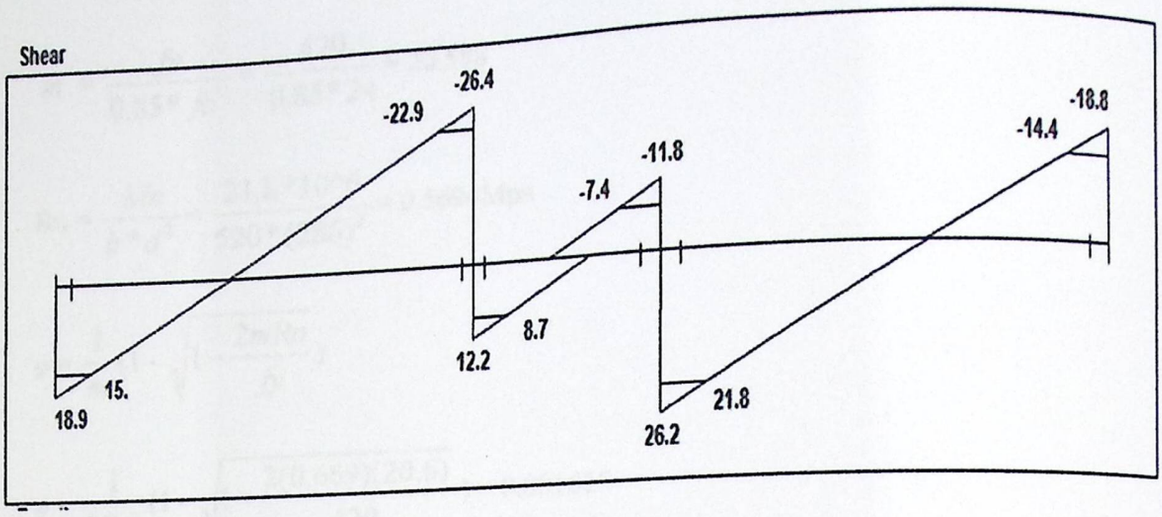


Figure (4-5) : Shear Envelop of rib3.

4.5.1 Design of flexure:-

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib 4:-

Assume bars diameter of 12mm

d= 320-20-8-6= 286 mm.

b_{eff} <= 520 mm. **(Control)**

<= 5500 \4 = 1375mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→b_{eff} = 520 mm.

$\phi * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.286 - 0.08 \setminus 2) * 1000 = 187.9 KN.m.$

$\phi * Mn > mu$

187.9 > 21.8

→Rectangular section.(b=520mm)

Maximum positive moments Mu= 21.8 kN.m→Span (3)

Mn 21.8 / 0.9 = 24.22KN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{21.8*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.5694\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.669)(20.6)}{420}}\right) = 0.001619$$

$$\text{As} = 0.001619(520)\,(286) = 240.8\,mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286)$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4mm^2$$

$$240.8\,mm^2 > As_{\min} = 114.4mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 240.8/153.86= 2 bars

* Note $A_{\Phi 14}$= 153.86mm²

Select 2 Φ 14mm.

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$$307.786 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$$

$$a = 12.1896mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.1896}{0.85} = 14.34mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{286 - 14.34}{14.34} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0568 > 0.005 \qquad \text{OK}$$

4.5.1.2 Design of Negative moment of rib 3:

1) Maximum negative moment Mu= 19.3 KN.m

Mn= 19.3/ 0.9 = 21.44 KN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{21.44*10\text{^}6}{120*(286)^2} = 2.1847\text{MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.1847)(20.588)}{420}}) = 0.005515$$

As = 0.005515 (120) (286) = 189.275 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$As_{min} = 100.08 < 114.4$

$As_{min} = 114.4 mm^2$

$189.275\ mm^2 > As_{min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As_{min} / As $_{bar}$ = 189.275/113.1 = 2 bars

Select 2 Φ 12 mm .

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

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

  $a = 38.8079 mm$

  $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8079}{0.85} = 45.656 mm$

  $\varepsilon_s = \frac{286 - 45.656}{45.656} X0.003$

  $\varepsilon_s = 0.01579 > 0.005$ OK

4.5.2 Design of shear of rib 3 :

1) Vud = 22.9 KN→at Support 2

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120 * 0.286$

= 21.0166 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21.0166 = 23.118 KN.

ΦVnmax =5 ΦVc = 105.083> Vu = 22.9 The Section is large enough

Check for items:-

$Vs=Vn-Vc= (22.9/.75) - 30.824 = 5.303KN$

$\Phi\ Vsmin \geq 0.75\ (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*120*0.286=$ **8.58 KN. (control)**

$\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} *0.286*120= 7.88KN$

$\Phi Vsmin = 8.58$ KN.

$\Phi\ Vc \leq Vu \leq \Phi\ Vc + \Phi\ Vsmin$

$\Phi\ Vc = 21.02 \leq Vu = 25.3 < (\Phi\ Vc + \Phi\ Vsmin) = 29.6$ Ok

So item, 3 satisfy

$S = d/2 = 286/2 = 143$ mm (control)

$S = 600$ mm

Take $Av = 2\ \Phi\ 8 = 2 * 50 = 100\ mm^2$

$Av/s = Vs/fy * d$

$2*50/s = 5.303*1000/(286*420) \rightarrow s = 2265$ mm

Take $S = 150$ mm

Use $2\ \Phi\ 8$ @ 15 cm c/c.

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٧٧ الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

4.6 Design of Beam: → Beam (BB,10)

Determination of Dead load of beam:- (From Rib Two Way (S2))

Total dead load from S2 =53.3KN (from safe pro.)

Total live load from S2 =4.77KN (from safe pro.)

Own weight wall =25*0.25*4.2=26.25 KN/m

RC wall =0.25*3.725*24=22.35 KN/m

Determination of Dead load of beam:- (From Rib One Way (R3))

Reaction From Rib2 / 0.52 =

13.58/0.52= 26.12 KN/m

Determination of live load of beam:-

Total live load from S2 =4.77KN (from safe pro.)

From Rib one way (R3) = 2.57/0.52= 4.94 KN/m

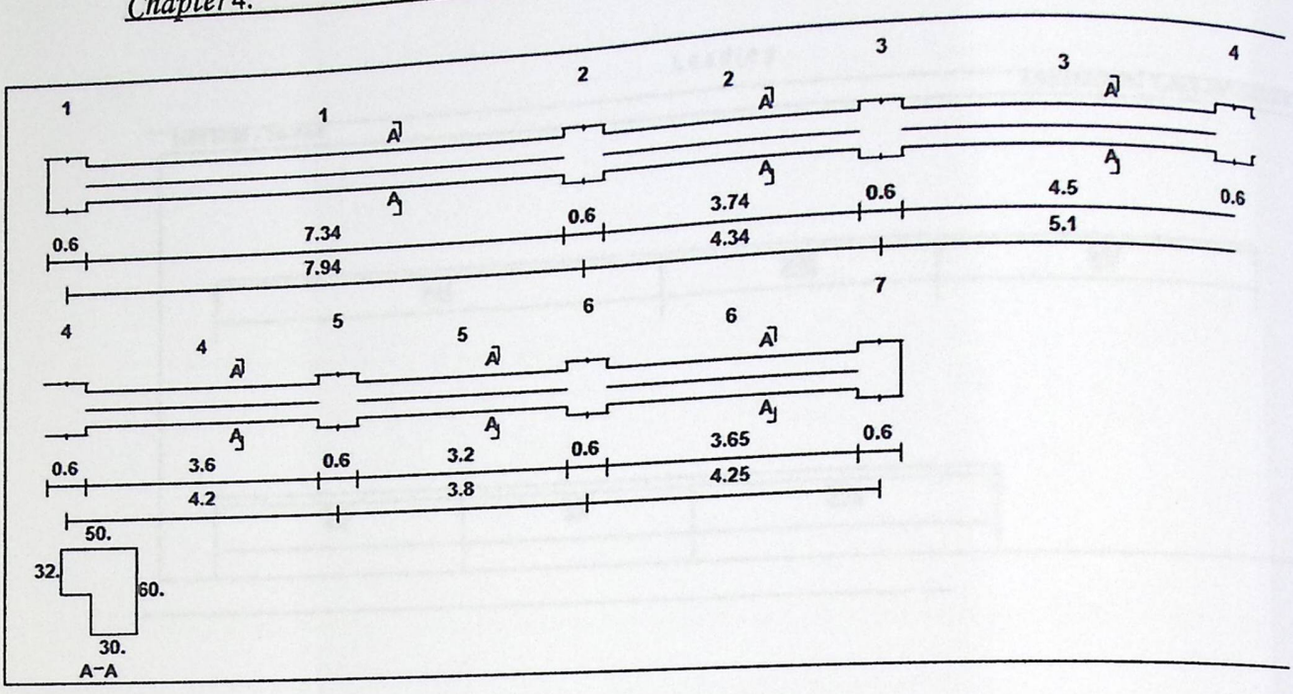
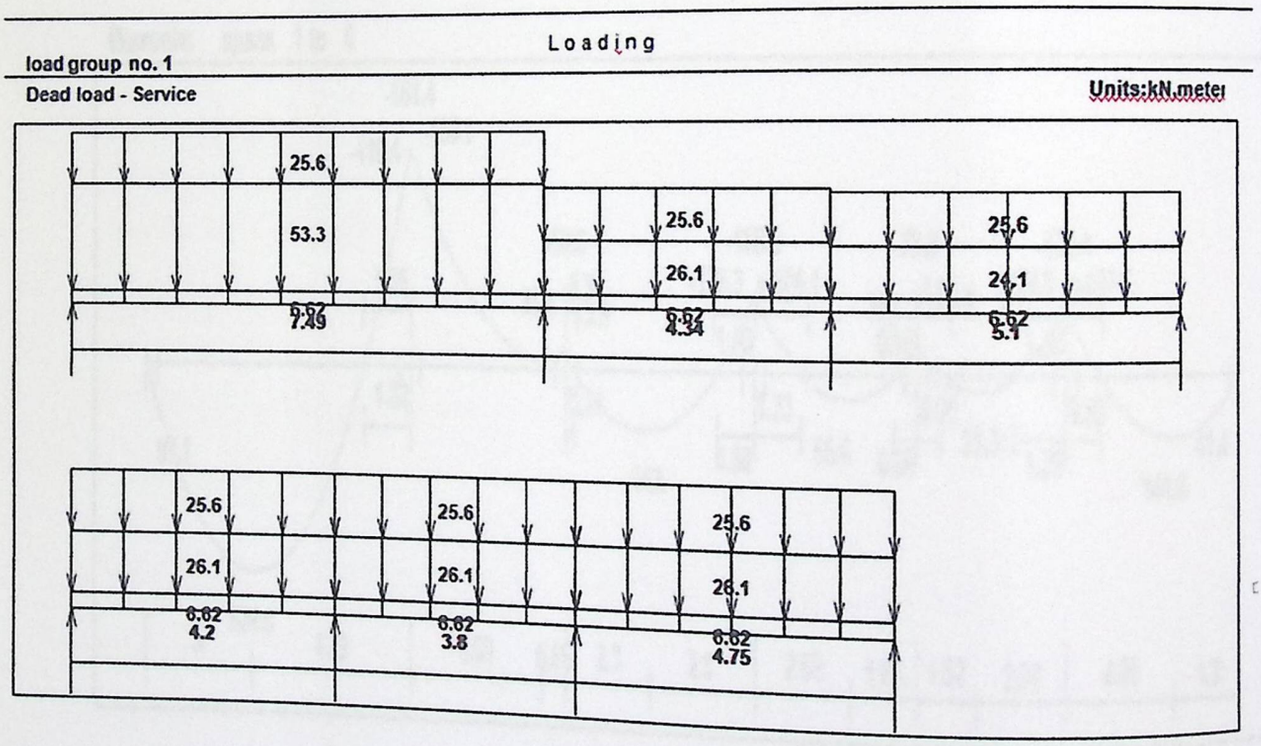


Figure (4-6) : Beam Geometry



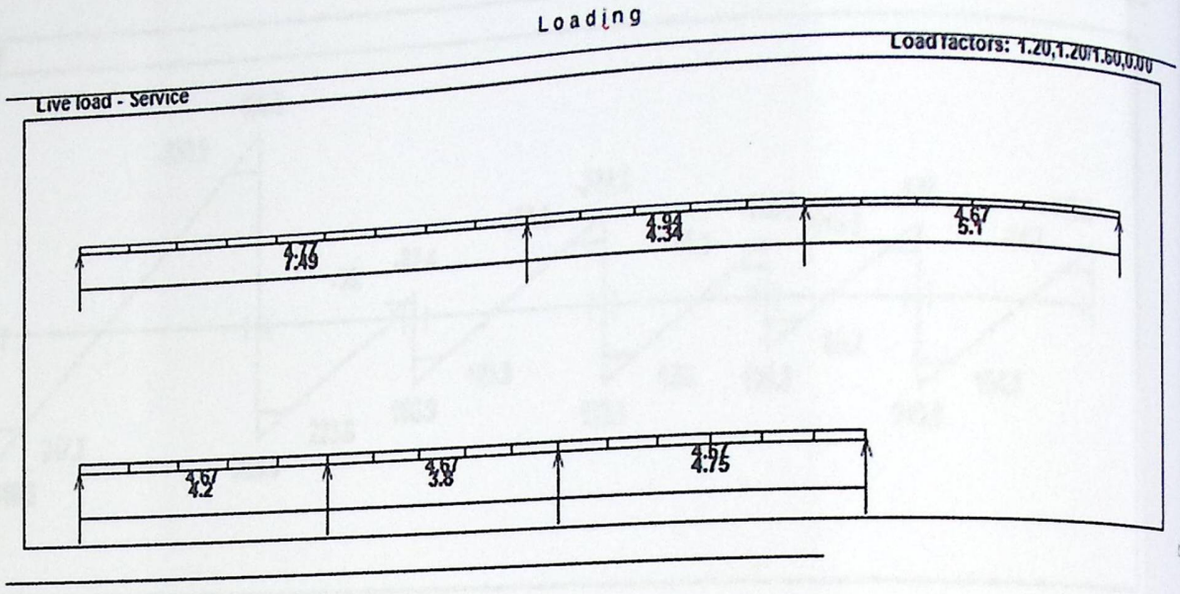


Figure (4-7) : Load of beam

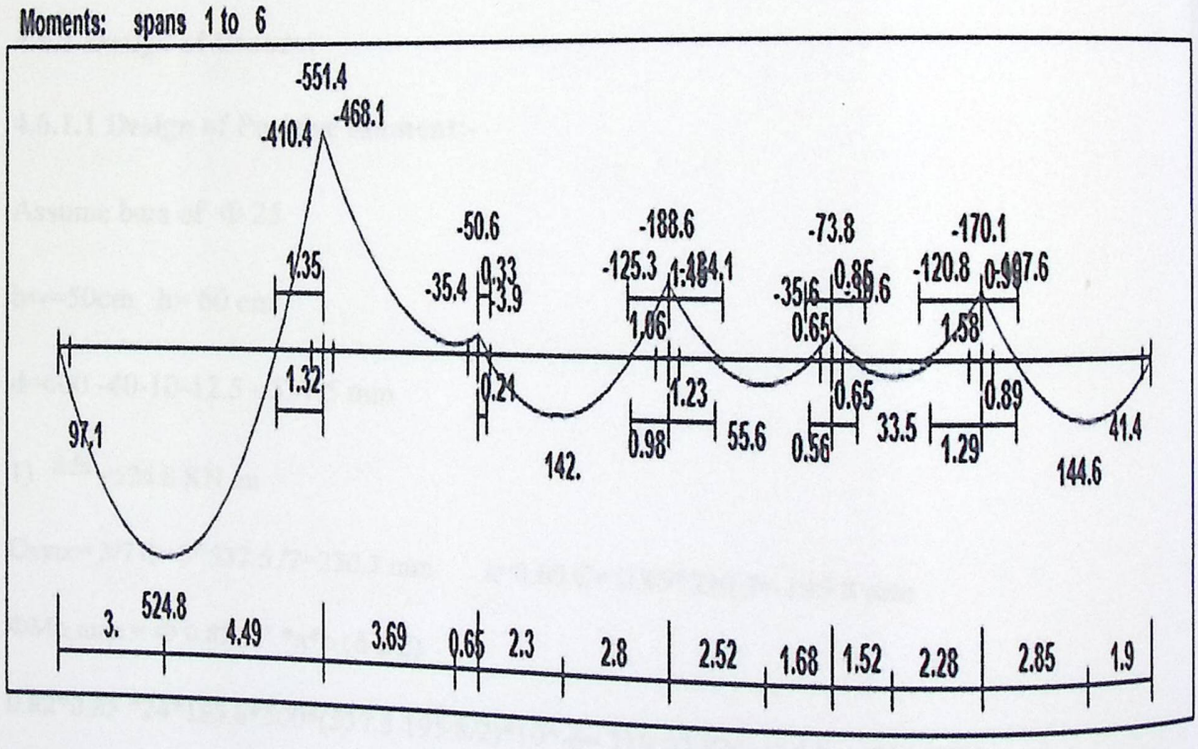


Figure (4-8): Moment Envelop for Beam

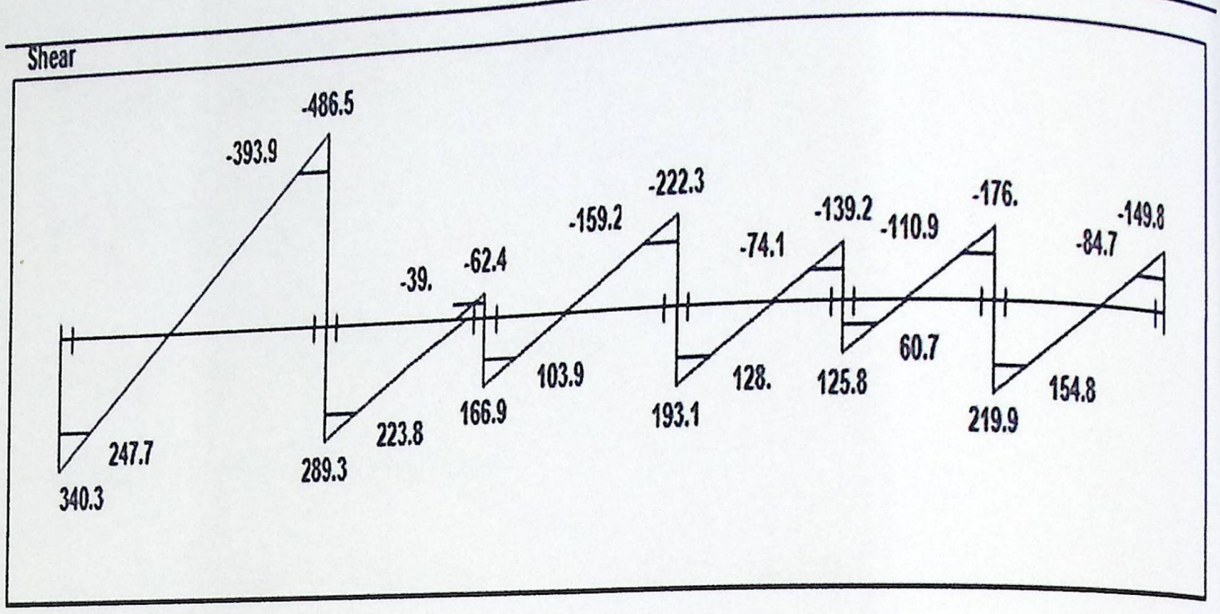


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.1 Design of Positive moment:-

Assume bars of Φ 25

bw=50cm h= 60 cm

d=600 -40-10-12.5 =537.5 mm

1) Mu=524.8 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*537.5 /7=230.3 mm a=0.85 C= 0.85*230.3= 195.8 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*195.8*500*(537.5-195.8/2)*10^-6= 719.92 KN.m>Mu =524.8KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 524.8/0.9 = 583.11 KN m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{583.11*10^{\wedge}6}{500*(537.5)^2} = 4.036 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.036)(20.6)}{420}}\right) = 0.0108$$

$As = 0.0108\ (500)\ (537.5) = 2902.5\ mm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(537.5) \leq \frac{1.4}{420}(500)(537.5))$$

$$As_{\min} = 895.83 mm^2$$

$2902.5\ mm^2 > As_{\min} = 895.83 mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 2902.5/380.13 = 8 bars * Note $A_{\Phi 22}$=380.139mm²

Select 8 Φ 22mm with As=3041.04>As req ok in two layers.

- Check for strain:

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $3041.04*420 = 0.85*500*24*a$

  $a = 125.219mm$

  $$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{125.219}{0.85} = 147.316mm$$

  $$\varepsilon_s = \frac{537.5 - 147.316.}{147.316} X0.003$$

  $\varepsilon_s = 0.00794 > 0.005$

check for bars spacing:

S = (500- 40*2 - 2*10 -8*22) / 7 =32mm > 25 mm Ok

4.6.1.2 Design of Negativee moment :

1) Maximum positive moment **Mu =468.1KN.m**

Mn= Mu/0.9= 468.1/0.9 =520.11KN m

Assume bars of Φ 25

$be = 30cm, h = 60cm$

$d = 600 - 10 - 12.5 = 537.5mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{520.11*10^{\wedge}6}{300*(537.5)^2} = 6Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(6)(20.6)}{420}}) = 0.0174$$

As = 0.0174 (300) (537.5) =2805.8 mm^2

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(300)(537.5) \leq \frac{1.4}{420}(300)(537.5))$$

470.2 $mm^2 < As_{min} = 537.5mm^2$

OK

$As_{min} = 537.5mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 2805.8/490.9 = 6 bars

* Note $A_{\Phi 25}$=490.9mm²

Select 6 Φ 25 mm with As = 2945.2>As req ok in two layers.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $2945.2 * 420 = 0.85 * 300 * 24 * a$

  $a = 202.12m$

  $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{202.12}{0.85} = 237.8mm$

  $\varepsilon_s = \frac{537.5 - 237.8}{237.8} X0.003$

  $\varepsilon_s = 0.0038 > 0.005$

Check for bars placement:

S = (300 - 40*2 - 2*10 -3*25) / 2 = 62.5mm >25mm Ok

4.6.2 Design of shear

1) Vu = 247.7KN→ support (1)

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 500 * 537.5 * 10^{-3} = 164.57 KN$

$\Phi Vs_{min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d$

$= 0.75 * (\frac{1}{3}) * 500 * 537.5 * 10^{-3} =$ **67.1875 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 500 * 537.5 * 10^{-3} = 61.72$

$\Phi Vsmin = 67.1875$

3) $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

$164.75 < 247.7 < 250.75$ => ok

Take $Av = 2\Phi 10 = 2 * 78.5 = 157\ mm^2$

$Av/s = Vs/fy * d$

$157/s = 2.44/537.5*420$ → $s = 299.336mm$

$S = 299.33 < d/2 = 268.75\ mm \leq 600\ mm.$

Select S= 15 cm

Use Φ10 (2legs) @ 15 c/c for 140cm after the critical section and Φ10 (2legs) at

(20) cm c/c at the mid

4-7 Design of Two Way Rib Slab:

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

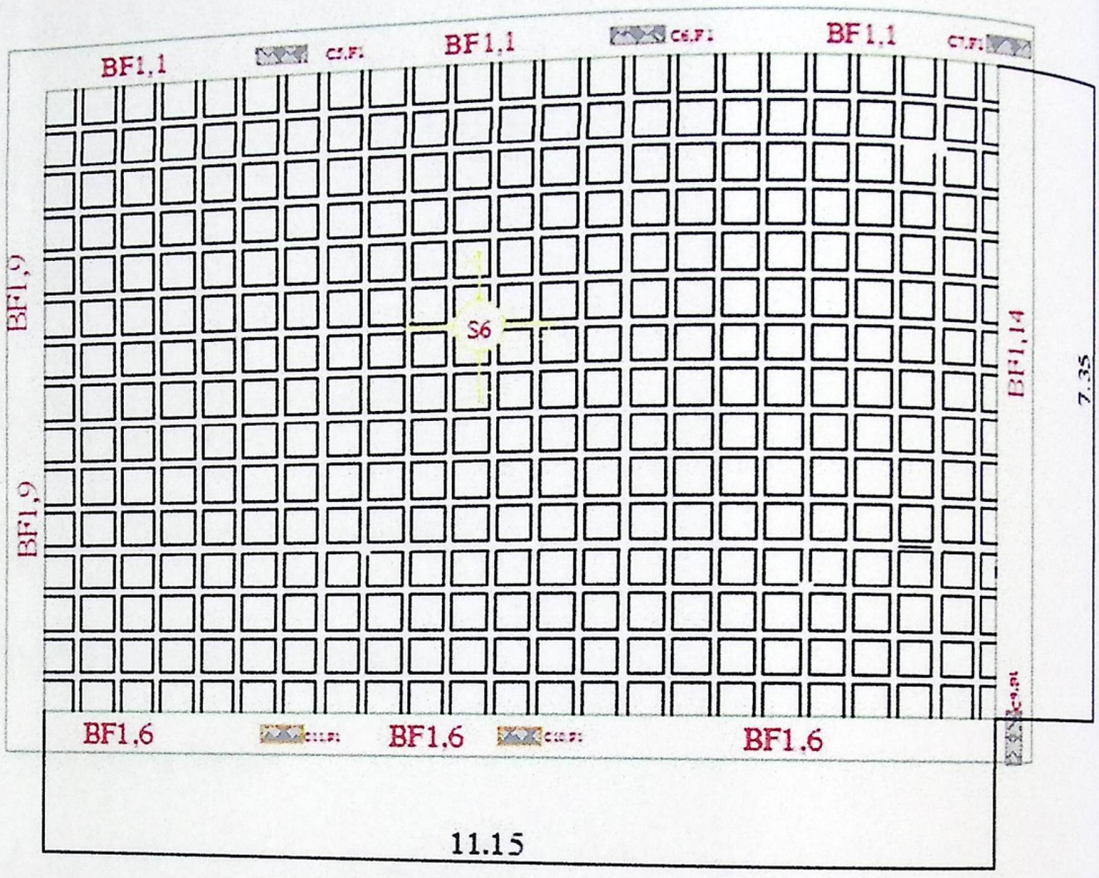
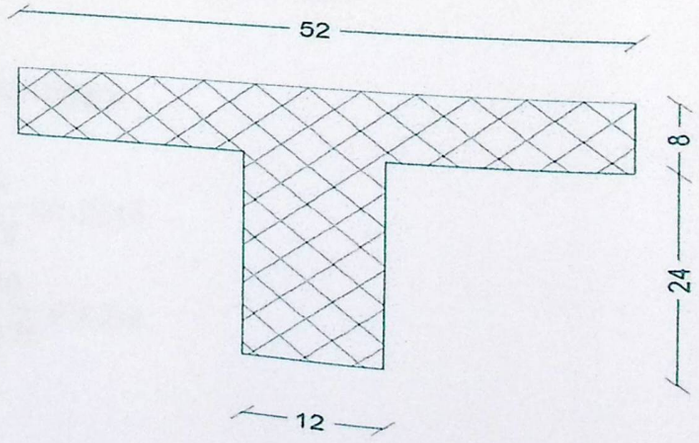


Figure (4-10): two-way rib slab.



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

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

$$I_{rib} = \frac{52 \times (10.55)^3}{3} - \frac{(40) \times 2.55^3}{3} + \frac{12 \times (21.45)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 59609cm^4$$

$$I_{b1-14} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 60 * (32)^3 = 163840cm^4$$

$$I_{b1-6} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 60 * (32)^3 = 163840cm^4$$

The direction = 11.15 m = 1115cm

The exterior beam

$$I_{s1} = (59609 \times (\frac{1115}{2} + 60))/52 = 707856.8cm^4$$

The direction 7.35 m = 735cm

$$I_{S2} = (59609 \times (\frac{735}{2} + 60))/52 = 490054.75cm^4$$

The exterior beam

$$\alpha_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{163840}{707856.8} = 0..2314$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{163840}{490054.75} = 0.334$$

$$\alpha_3 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{163840}{707856.8} = 0.2314$$

$$\alpha_4 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{163840}{490054.75} = 0.334$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{0.2314 + 0.334 + 0.2314 + 0.334}{4} = 0.2828$$

$$0.2 < \alpha < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.2355 < 2$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{l(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{1115}{735} = 1.517$$

$$h_m = \frac{11150 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 5 * 1.517 * (0.2828 - 0.2)} = 312.8mm$$

312.8 mm > 125 mm … ok

First trial thickness h=320mm>312.8mm –ok

Take slab thickness h=32 , 80mm – topping , 240mm concrete block.

4-7.2 Load Calculation:-

4-7.2.1 Determination of Dead load:-

Type	□ b h	KN/Rib
Tiles	$0.03*0.52^2*23$	0.187
Mortar	$0.02*0.52^2*22$	0.119
Sand	$0.07*0.52^2*16.4$	0.31
Topping	$0.08*0.52^2*25$	0.541
Hollow block	$0.4^2*0.24*9$	0.346
Plaster	$0.02*0.52^2*22$	0.119
R.C rib	$0.12*0.24*25*(0.52+0.4)$	0.662
Partitions	$2.38*0.52^2$	0.643
Sum		2.927

Nominal Total Dead Load = 2.927KN/Rib

$2.927/(0.52^2) = 10.8247$ KN/m^2

Nominal Total live load = 2 KN/m^2

4-7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.8247 = 12.99 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2 = 3.2 KN/m^2.

4-7.3Design for moment:

- **The slab is discontinuous from all sides , so it will be assumed as :**

(case 1 in analysis for moments)

- **The moment at discontinuous egdes will be taken as{ (1/3)*M+ve in each direction.**

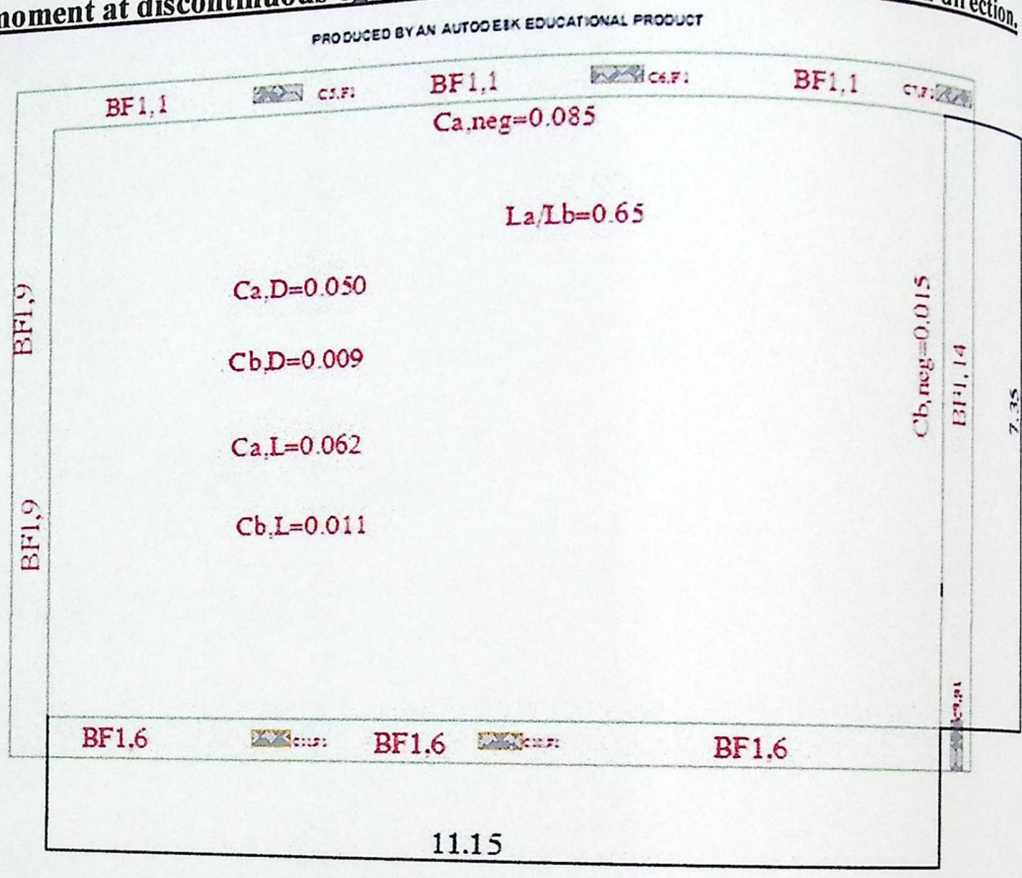


Figure (4-11): Moment Slab

Short – direction (a)

5Assume **Φ 12**

d = 380 – 20 – 10 –12/2= 344mm

L_a/L_b = 7.35/11.15 = 0.65 ……..Case 4

$Ca_{pos/dl}$= 0.050

$Ca_{pos/ll}$= 0.062

$Ma_{(+ve)}$= (Ca_{dl}*W_{dl}*La^2*0.52)+(Ca_{ll} *W_{ll}*La^2*0.52)

$= (0.050*12.99*7.35^2*0.52)+(0.062*3.2*7.35^2*0.52)= 20$ KN.m/Rib

Positive moment for a-direction = +20 KN.m/Rib.

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(20/0.9)*10^6}{520*(344)^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.36)(20.6)}{420}}) = 0.000865$$

$As = 0.000865*520*284 = 127.7\, mm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) \geq \frac{1.4}{420}(120)(284)$$

$As_{\min} = 99.379 < 113.6$

So: $As_{\min} = 1136 \text{ mm}^2$

$As_{\min} < As = 127.7\, mm^2$

select (2) bars Φ 12 with area = 226.08 mm²

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.95\,mm$$

$$c = \frac{8.95}{0.85} = 10.53$$

$$\varepsilon_s = \frac{284 - 10.53}{10.53} \times 0.003 = 0.0779 > 0.005 \ldots ok$$

The negative moment for a-direction = (1/3)*Ma (+ve) = (1/3)* 20 = 6.66 KN.m/Rib.

Assume **Φ 12**

d = 380 – 20 – 10 –12/2=344 mm

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(6.66/0.9) * 10^6}{120 * (344)^2} = 0.52 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.52)(20.6)}{420}}\right) = 0.00125$$

$$\text{As} = 0.00125 * 120 * 344 = 51.77\ mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(344) \geq \frac{1.4}{420}(120)(344)$$

$$As_{\min} = 120.37 < 137.6$$

$As_{min} = 137.6 mm^2 - cont$

$As_{min} = 113.6 > As = 51.77\ mm$

Select (2) bars Φ 10 with area =157.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.95\ mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 31.71$$

$$\varepsilon_s = \frac{344 - 31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.0295 > 0.005 ...ok$$

Long - direction: (case 1)

Assume **Φ 12**

d = 380 – 20 – 10 – (12) –12/2= 332 mm

$L_a/L_b = 7.35/11.15 = 0.65$

$Cb_{pos/dl} = 0.009$

$Cb_{pos/ll} = 0.011$

$Mb_{(+ve)} = (Cb_{dl} * W_{dl} * Lb^2 * 0.52) + (Cb_{ll} * W_{ll} * Lb^2 * 0.52)$

$= (0.009 * 12.99 * 11.15^2 * 0.52) + (0.011 * 3.2 * 11.15^2 * 0.52) = 9.833$ KN.m/Rib

Positive moment for b-direction = + 9.833KN.m/Rib.

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(9.833/0.9) * 10^6}{520 * (332)^2} = 0.19 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.19)(20.6)}{420}}) = 0.0004545$$

$$\text{As} = 0.0004545 * 520 * 332 = 78.46\ mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(332) \geq \frac{1.4}{420}(120)(332)$$

$$As_{\min} = 116.17 < 132.8$$

$$As_{\min} = 1328 \text{ mm}^2 - \text{cont}$$

$$As_{\min} = 132.8 > \text{As} = 78.47 \text{ mm}$$

Select (2) bars Φ 10 with area =157.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.22mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 7.32$$

$$\varepsilon_s = \frac{332 - 7.32}{7.32} \times 0.003 = 0.133 > 0.005...ok$$

The negative moment for b-direction = (1/3)*9.833 = -3.277 KN.m/Rib

Assume **Φ 12**

$$d = 380 - 20 - 10 - (10) - 12/2 = 334mm$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(3.277/0.9) * 10^6}{120 * (334)^2} = 0.272Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.272)(20.6)}{420}}) = 0.000652$$

$$As = 0.000652 * 120 * 334 = 26.13\ mm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(334) \geq \frac{1.4}{420}(120)(334)$$

$$As_{min} = 116.87 < 133.6$$

$$As_{min} = 1336\ mm^2 - cont$$

$As_{min} = 133.6 < As = 26.13$ mm

select (2) bars Φ 10 with area =157.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.95\,mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 31.71$$

$$\varepsilon_s = \frac{334 - 31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.02859 > 0.005 \ldots ok$$

4.7..4 Design for shear:

The shear in the slab calculated by using tributary area for shear:

wu = 1.2 DL+1.6LL = 1.2 * 12.99 + 1.6* 3.2 = 20.7 KN/m²

$$Vud = wu \times bf(\ln/2 - d)$$

$$Vud = 20.7 \times 0.52 \times (7.35/2 - 0.334) = 35.96KN$$

$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{fc} \times bw \times d$$

$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 334 * 10\text{^}{-3} = 35.997KN$$

$$\phi Vc = 0.75 * 35.99 = 26.99$$

ϕVc =26.99< Vud =35.96

$$Vs\ \min = \frac{1}{3} bw \times d \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$Vs\ \min = \frac{1}{3} \times 120 \times 334 \times 10\text{^}{-3} = 13.36$$

$$\geq \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 334 \times 10\text{^}{-3} = 12.27$$

$item : 3$

$$\phi Vc = 26.99 < Vu = 35.69 \leq \phi(Vc + Vs\ \min) = 37.01$$

Provide minimum shear reinforcement… use 2 Φ 10 for stirrups $A_v = 2*78.5 = 157 mm^2$

$$\frac{A_{v(\min)}}{s} = \frac{b_w}{3Fyt} = \frac{1}{3} * \frac{120}{420} = 0.09523$$

$$\frac{157}{s} = 0.09523\ ,,,,,\ s = 1648\ .6mm$$

S ≤ d/2 =334/2=167 mm -cont

≤ 600 mm.

Use 2Φ 10 @ 170mm. For a distance 1m from the face of beam .

4 – 8 :Design of two way solid slab.

Determination of Thickness for Two Way solid Slab:

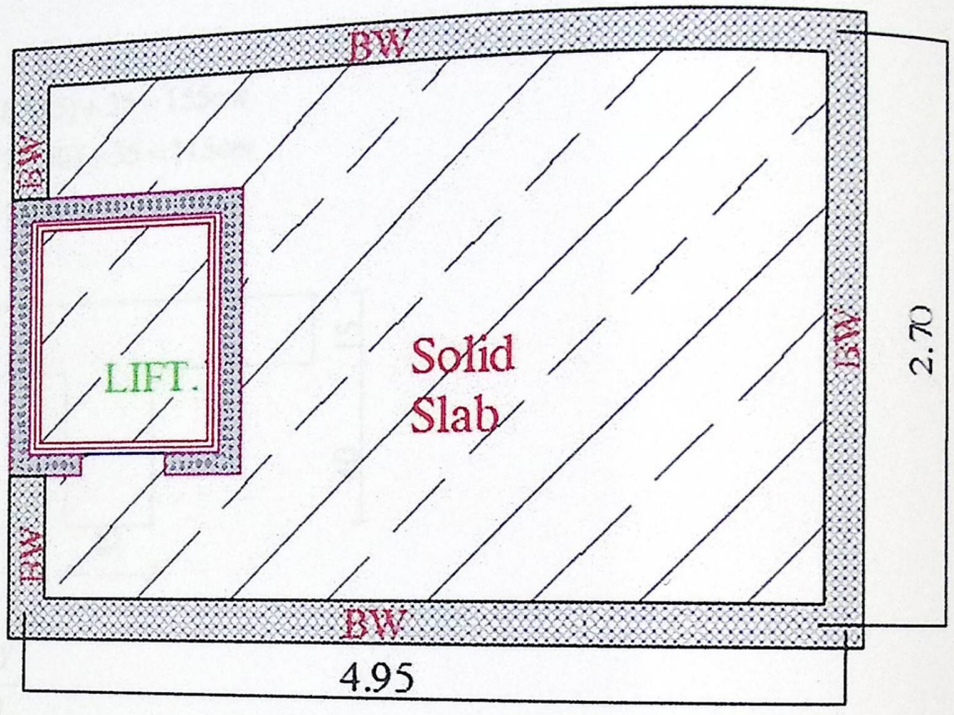


Figure (4-12): two-way solid slab

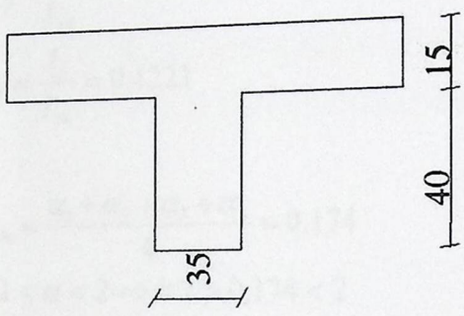
$$h_m >= \frac{(2*4.60+2*6.85)}{180} = 0.127$$

$$h = 15cm$$

$$beff <= (8*15)+35 = 155cm$$

$$beff <= (2*40)+35 = 115cm$$

$$beff = 115cm$$



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

$$\bar{Y} = \frac{(15*115*7.5)+(40*35*27.5)}{15*115+40*35} = 16.46cm$$

$$I_b = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}*115*(15)^3 + 15*115*8.96*8.96 = 170829.51cm^4$$

$$I_b = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}*35*(40)^3 + 35*40*23.54*23.54 = 962450.91cm^4$$

$$I_b = 1133280.42$$

The direction 2.70 m = 270cm

$$I_{sl} = (\frac{2.7*0.15*0.15}{12}) = 0.06075cm^4$$

$$I_{s1} = (\frac{2.7*0.15*0.15}{12}) = 0.005cm^4$$

$$I_{s2} = (\frac{4.95*0.15*0.15}{12}) = 0.00928cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{1133280.42}{0.005} = 0.226$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{1133280.42}{0.00928} = 0.1221$$

$$\alpha_3 = \frac{I_{b1}}{I_{s3}} = 0.226$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_{s4}} = 0.1221$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = 0.174$$

$0.2 < \alpha < 2 \Rightarrow 0.2 > 0.174 < 2$

$takeh = 20$

4-7.2 Load Calculation:-

4-7.2.1 Determination of Dead load:-

Type	□ b h	KN/Rib
Tiles	0.03*23	0.69
Mortar	0.02*22	0.44
Sand	0.07*16.4	1.148
Slab	0.2*25	5
Plaster	0.02*22	0.44
Partitions	1.5	1.5
Sum		9.218

Nominal Total Dead Load = 9.218KN/ m^2

Nominal Total live load = 2 KN/m^2

4-7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.8247 = 11.06 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2 = 3.2 KN/m^2.

4-7.3Design for moment:

- **The slab is discontinuous from all sides , so it will be assumed as :**
- **The moment at discontinuous egdes will be taken as{ (1/3)*M+ve in each direction**

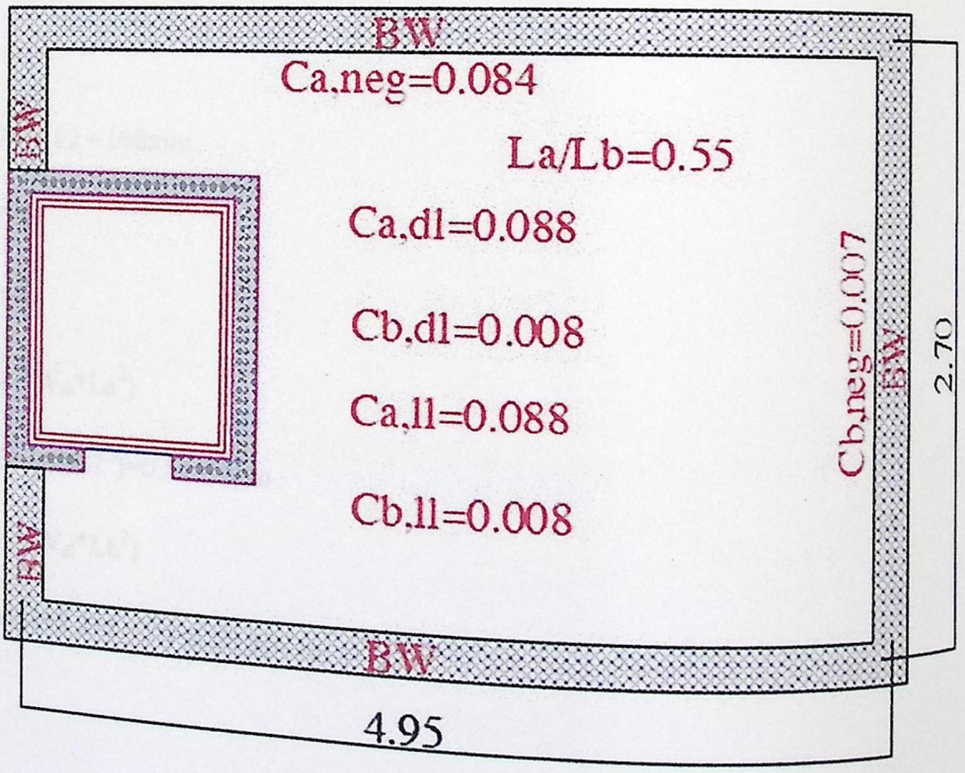


Figure (4-13): Moment Slab.

Short – direction (a)

Assume **Φ 12**

$d = 200 - 20 - 12 = 168mm$

$L_a/L_b = 2.7/4.95 = 0.55$ ……..Case 1

$Ca_{pos/dl} = 0.088$

$Ca_{pos/ll} = 0.088$

$Ma_{(+ve)} = (Ca_{dl} * W_{dl} * La^2) + (Ca_{ll} * W_{ll} * La^2)$

$= (0.088 * 11.06 * 2.7^2) + (0.088 * 3.2 * 4.95^2) = 13.21$ KN.m

Positive moment for a-direction = +13.21KN.m/Rib.

The negative moment for a-direction.

Assume **Φ 12**

$d = 200 - 20 - 12 = 168mm$

$Ca_{neg/dl} = 0.007$

$Cb_{neg/ll} = 0.084$

$Ma_{(-ve)} = (Ca * W_{dl} * La^2)$

$= (0.007 * 11.06 * 2.7^2) = 0.56$ KN.m

$Mb_{(-ve)} = (Cb * W_{dl} * Lb^2)$

$= (0.084 * 3.2 * 4.95^2) = 6.58$ KN.m

Bottom reinforcement : –

$As_{min} = 0.018 * 20 * 100 = 3.6$

$As_{min} = 360 mm^2 - cont$

$As_{min} = 113.6 > As = 113.1\ mm$

Select (2) bars Φ 12 with area =113.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$113.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 23.28\,mm$$

$$c = \frac{23.28}{0.85} = 27.3$$

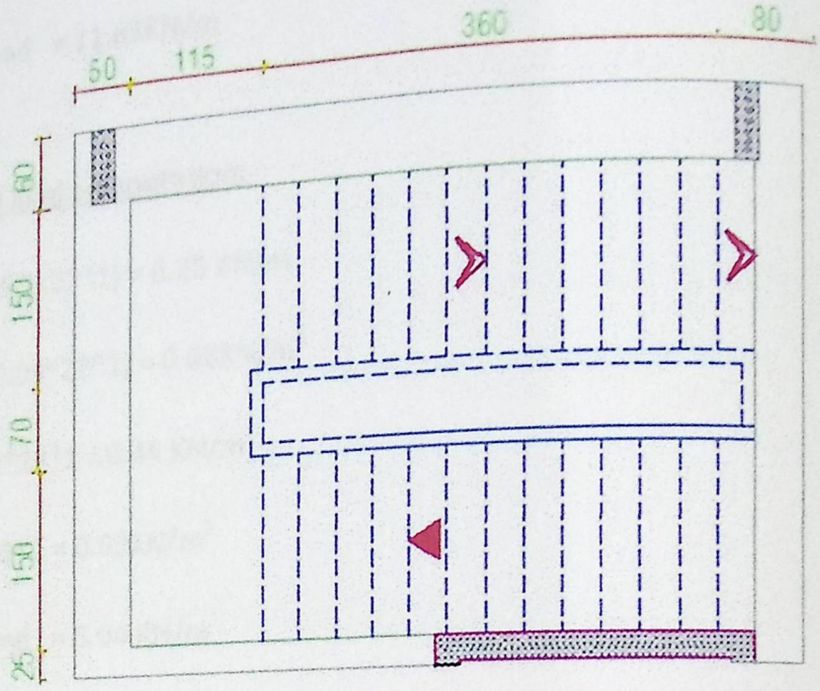
$$\varepsilon_s = \frac{168 - 27.3}{27.3} \times 0.003 = 0.0154 > 0.005 \ldots ok$$

4-9 Design of Stairs :

Minimum slab thickness for deflection is (for a simply supported one-way solid slab).

Min h = (L/20) = 4.40/20=22cm

Take Min h =25 cm.



Figure(4-14) : Stairs

Load Determination:

Flight dead load computation:

$\alpha = \tan^{-1}(\text{rise/run}) = \tan^{-1}(160/300) = 28.1$

Concrete = $(25*0.25*1)/\cos 28.1 = 7.1$KN/m

Plastering = $(22*0.03*1)/\cos 28.1 = 0.748$KN/m

Stair steps = $(25/0.3)*((0.16*0.3)/2) = 1.999$ KN/m

Mortar = $22*((0.16+0.3)/0.3)*0.02*1 = 0.675$ KN/m

Tiles = $23*((0.16+0.33)/0.3)*0.03*1 = 1.127$KN/m

Total Dead Load = 11.65KN/m

Landing Dead load computation:

Concrete = (25*0.25*1) = 6.25 KN/m

Plastering = (0.03*22*1) = 0.66KN/m^2

Mortar = 0.02*22*1 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*23*1 = 0.69KN/m^2

Total Dead Load = 8.04 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*D+1.6L

Live load = 3 KN/m.

For flight: w= 1.2*11.65+ 1.6 *3*1 =18.78 kn/m

For landing : w= 1.2*8.04 + 1.6 *3*1 =14.45 kn/m

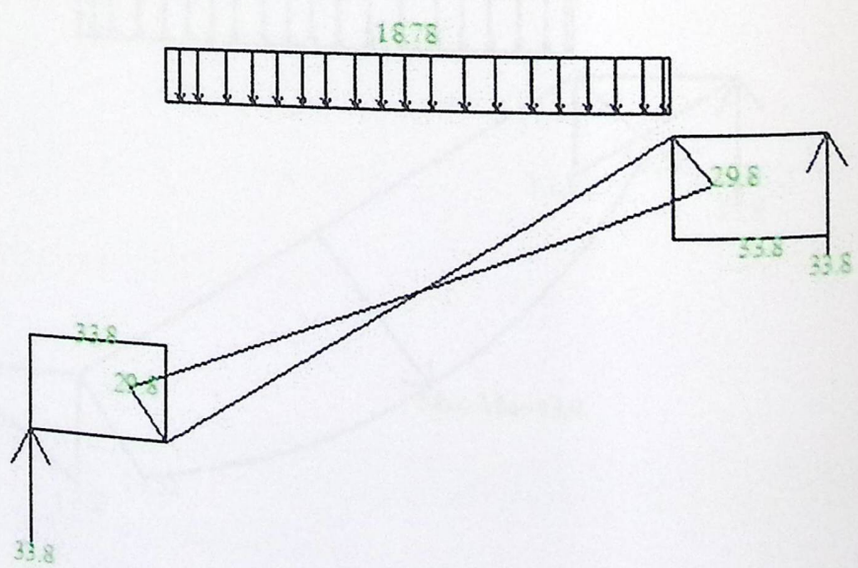


Figure (4-15): load Geometric.

Cheek for shear strength:

Assume bar diameter Φ12 for main reinforcement

d= 250-20-12/2=224 mm

Vu = 29.8 kn

Take the maximum shear at distance d from the face of the support Vu =35.1kn

$$Vc == \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 224 * 1000 * 10\text{^}-3 = 182.89kn$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi * Vc = 0.75 * 182.89 = 137.17kn$$

$$\phi.Vc = 137.17 >> Vu = 29.8KN$$

The thickness of the slab is enough.

Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

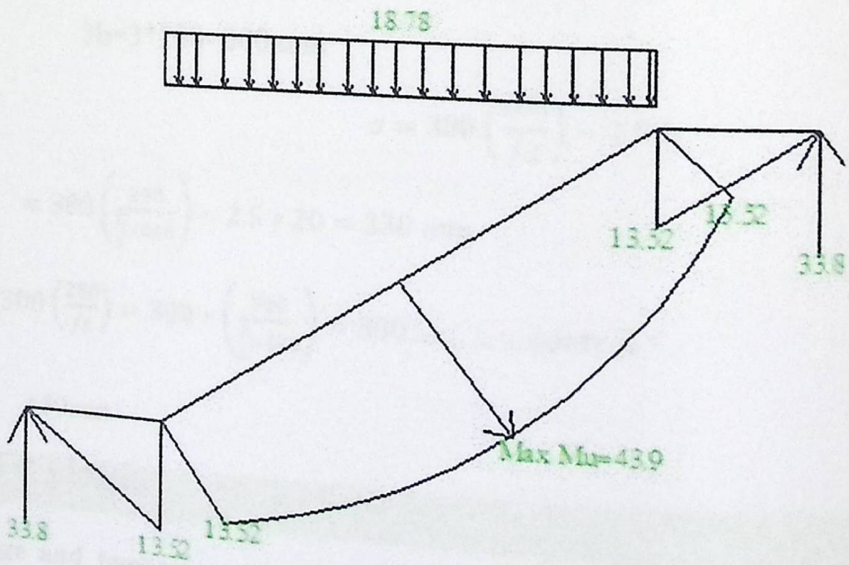


Figure (4-16): load Geometric.

Mu = 43.9 Kn.m

Mn = Mu/0.9 = 43.9 /0.9 =48.77 kn.m

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{48.77 * 10^{\wedge}6}{1000 * 224^2} = 0.972 \ mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.972)}{420}}\right) = 0.00237$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00237 * 1000 * 224 = 531.38\ mm^2/m$

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

Use $As_{req} = 531.38\ mm^2$.

Use 5Φ 12 with or Φ 12@200 mm

Steps (s) is the smallest of

1. 3h=3*200=600 mm

$$s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc$$

$$= 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300 \ldots\ldots\ldots control$$

3. 450mm

Select Φ 12@200mm

Shrinkage and temperature reinfoecment:

$As = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2 / m$

Number of bar's=450/78.5= 5.7

Spacing=1/5.7 =0.170 m

Check for spacing

S=5h=5*250=1250mm

S=12.5mm-control

Use Φ10@175mm

4 -10 Design of Basement Wall:-

Section A-A of Basment Wall

Figure (4-17) : Geometry Of Basement Wall (BW1)

Fc'= 24 MPa, Fy = 420 MPa , □s = 1 8KN/m^3, qal l= 400 KN/m^2, φ = 30° , surcharge = 5 KN/m

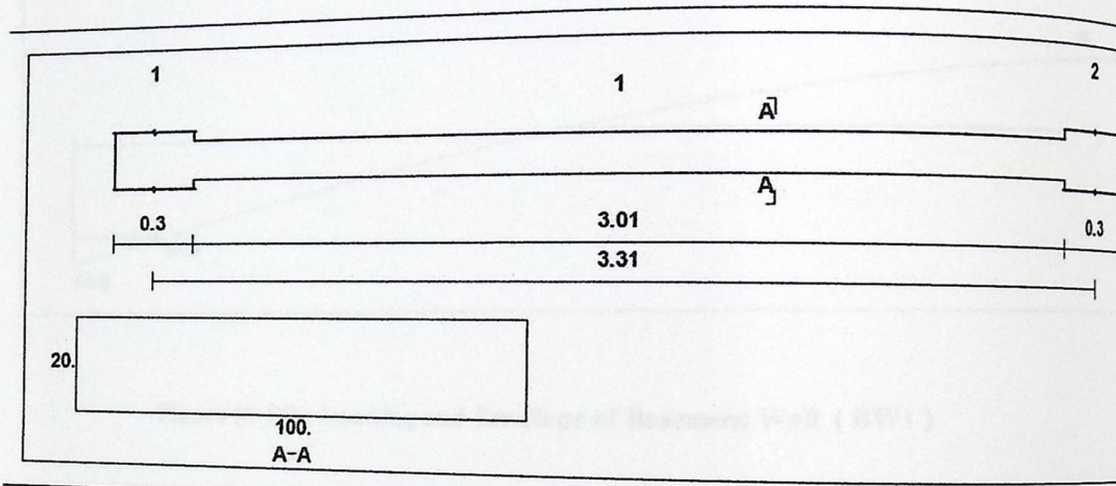
wall Wall Thickness = 20 cm

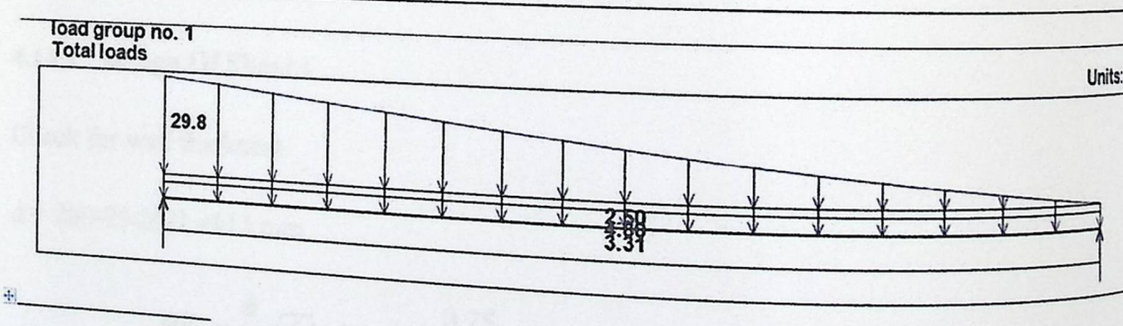
Consider at rest pressure

$$C_a = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30 = 0.50$$

$$W_s = C_a * h * \gamma = 0.50 * 3.31 * 18 = 29.79\ KN/m^2$$

$$W_{su} = C_a * P = 0.50 * 5 = 2.50\ KN/m^2$$





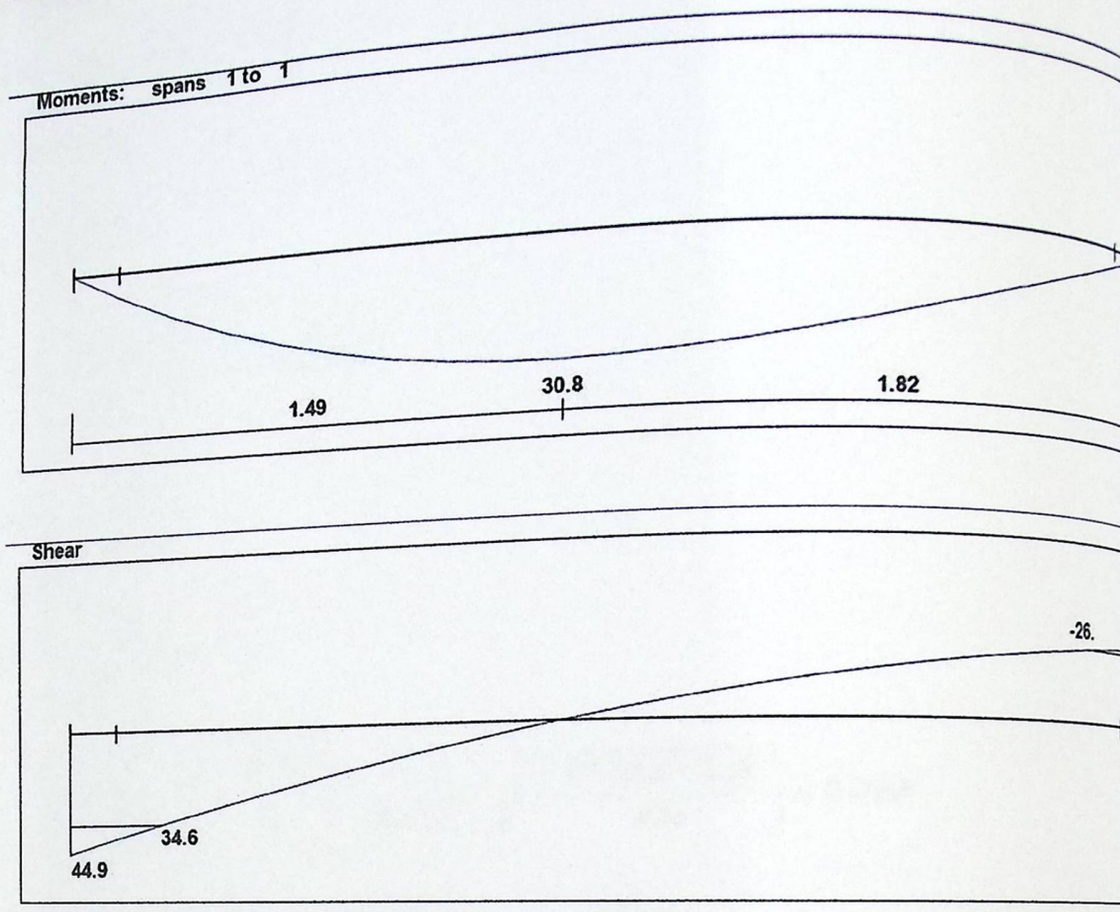


Figure (4-18) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)

4.14.1 : Design Of Shear :

Check for wall thickness

d = 200-75-20/2 =115 mm

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 115 * 10^{-3} = 70.422\ KN$$

Vu (At face of support) = 34.6 KN

$\square V_c$ > Vu at face of support , So $\square V_c$ will be greater than Vud - **OK**

The thickness of Wall is Adequate Enough

4.14.2 : Design for Flexure :

Mu = 30.8 KN.m

Mn = 34.22

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

$$R_n = \frac{34.22*10^6}{1000*115^2} = 2.58MPa\,.$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.58}{420}}\right) = 0.0066$$

As req = 0.0066*1000*115= 759 mm^2/m ……..control

As min (for bars < 16 = 0.0012*1000*115 =138 mm2/m

$$As\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(115) = 335.35.mm^2/m$$

$$As\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(1000)(115) = 383.333mm^2/m \quad \text{(control)}$$

As = 759mm^2/m > As min = 383.333 mm^2/m

Use Φ12/15 cm As,provided = 753.9 mm^2/m

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

$0.5*Ash_{min}=0.5*0.0025*115*1000$ = 143.75 mm^2/m

Use ϕ =8

Use for horizontal bare ϕ 8@15 cm in each side

Use □10@20 cm for vertical in outer side to hold the horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$753.9 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.52\,mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25\,mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{115 - 18.25}{18.25} * 0.003 = 0.0159 \rangle 0.005\ ok\ldots$$
$$\varepsilon_s = 0.0159 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Check for step

Smax = 450 mm , 3*h = 3*200 = 600mm

note : all steps are less than Smax , So its OK

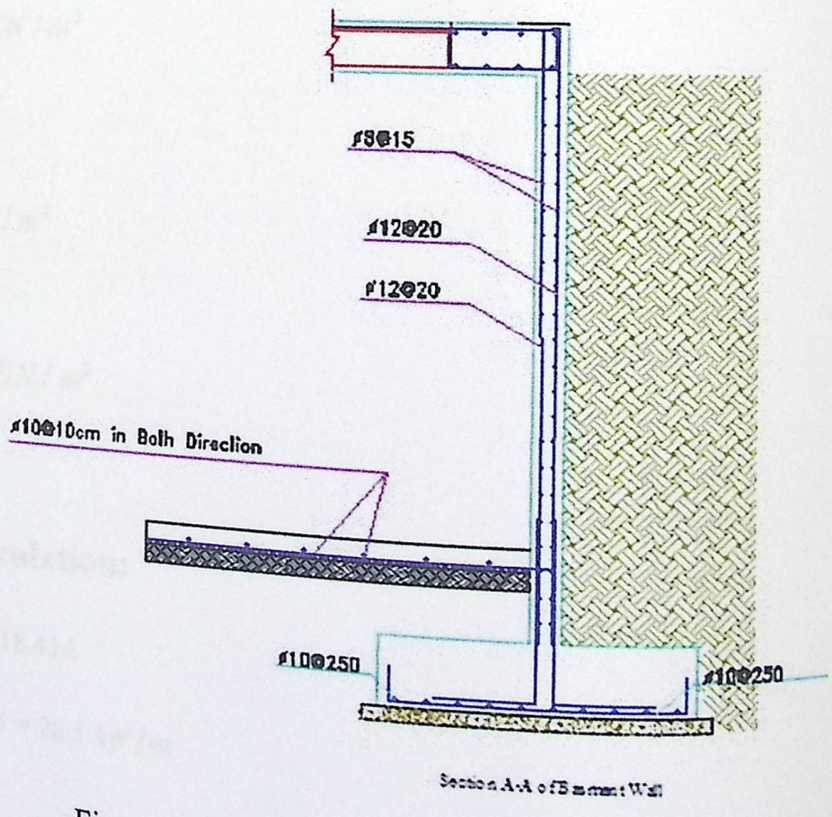


Figure (4-19): details of basement wall

4.11Design of retaining wall :-

4.18.1 Retaining Wall Design Parameters:

$\phi = 30^{o}$

$\gamma = 18kN/m^{2}$

$$ka = \frac{(1-\sin\phi)}{(1+\mathrm{Sin}\phi)} = \frac{1-\sin 30^{o}}{1+\sin 30^{o}} = 0.33$$

$$kp = \frac{(1+\sin\phi)}{(1-\mathrm{Sin}\phi)} = \frac{1+\sin 30^{o}}{1-\sin 30^{o}} = 3$$

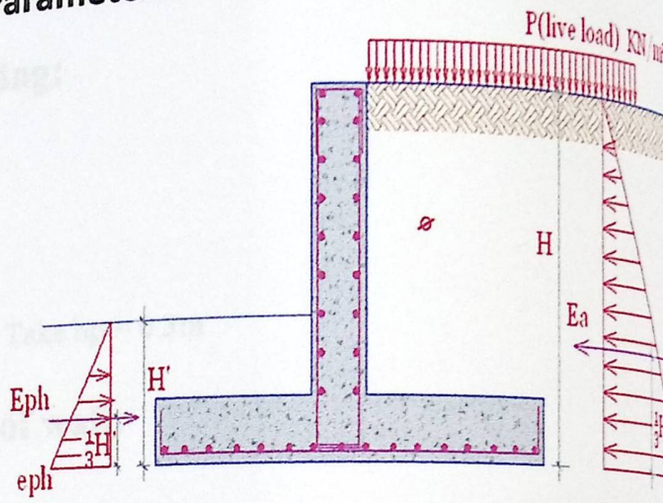


Figure (4-20): retaining wa

$\varnothing$: *angel of frection*

$ea = Ka * \gamma * H \;\; KN/m^{2}$

$$Ea = ea * \frac{H}{2}$$

$eap = Ka * p \;\; KN/m^{2}$

$Eap = eap * H$

$ep = Kp * \gamma * H' \;\; KN/m^{2}$

$$Ep = ep * \frac{H'}{2}$$

4.18.2 Load Calculation:

ea = 0.33*18*3.1 = 18.414

Ea = 0.5*18.414*3.1 = 28.5 kN/m

eap=0.33*5 = 1.65

4.11Design of retaining wall :-

4.18.1 Retaining Wall Design Parameters:

$\phi = 30^{o}$

$\gamma = 18kN/m^{2}$

$$ka = \frac{(1-\sin\phi)}{(1+\mathrm{Sin}\phi)} = \frac{1-\sin 30^{o}}{1+\sin 30^{o}} = 0.33$$

$$kp = \frac{(1+\sin\phi)}{(1-\mathrm{Sin}\phi)} = \frac{1+\sin 30^{o}}{1-\sin 30^{o}} = 3$$

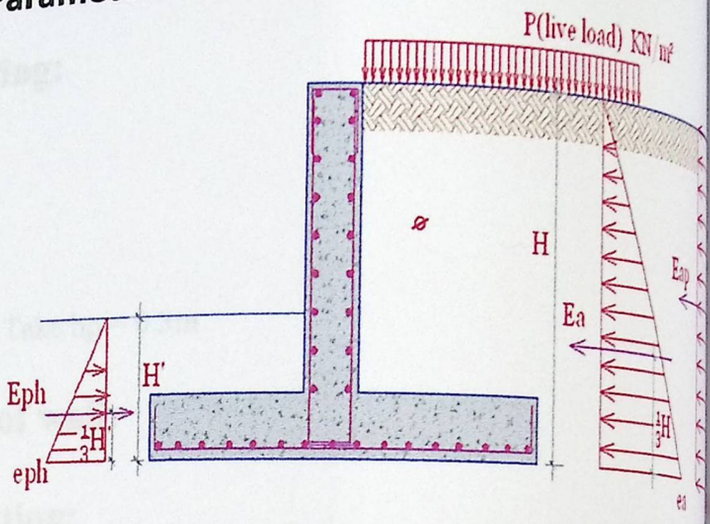


Figure (4-20): retaining wall

$\varnothing$: *angel of frection*

$ea = Ka * \gamma * H \;\; KN/m^{2}$

$$Ea = ea * \frac{H}{2}$$

$eap = Ka * p \;\; KN/m^{2}$

$Eap = eap * H$

$ep = Kp * \gamma * H' \;\; KN/m^{2}$

$$Ep = ep * \frac{H'}{2}$$

4.18.2 Load Calculation:

ea = 0.33*18*3.1 = 18.414

Ea = 0.5*18.414*3.1 = 28.5 kN/m

eap=0.33*5 = 1.65

Eap = 1.65*3.1= 5.115 kN/m = 5.11 kN($for\ one\ meter\ strip$)

ep = 3*18*0.9 = 48.6

Ep = 0.5*48.6*0.5= 12.15kN/m = 12.15 kN ($for\ one\ meter\ strip$)

4.18.3 Estimation of depth footing:

H = 0.1 h

H = 2.6

hp = 0.1 * 2.6 = 0.26 m …… Take hp = 0.3m

4.18.4 Estimation of thickness of wall:

4.18.4.1 Internal forces calculation:

M =5.11 *1.55+18.414*1.033 = 26.94 $KN.m$

Mu = 1.6*26.94= 43.1 $KN.m$

$$Mn = \frac{43.1}{0.9} = 47.89 KN.m$$

max ρ0.5 = 0.5* .02 = .01ρ

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

Kn = .01 (400 (1-.5* .01*19.6)) = 3.6

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{29.6\times10^6}{1000\times d^2} = 3.6 Mpa$$

d = 91 mm

$h_{req} = 91 + 75 + \frac{16}{2} = 174$ mm

select h = 25cm

$d = 250\text{-}75\text{-}\frac{16}{2} = 167mm$

4.18.5 Design of wall reinforcement :

Mu = 43.1

$$Mn = \frac{43.1}{0.9} = 47.88KN.m$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{47.88\times10^6}{1000\times167^2} = 1.7Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.7}{420}}\right) = 0.00423$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00423*100*16.7 = 7.06cm^2/m$$

$$As_{min} \geq \begin{cases} \frac{1.4}{fy\ (b)(d)} = \frac{1.4}{420\ (100)(16.7)} = 5.65\text{cm}^2\text{/m}\ldots\ldots\ldots\text{contro l} \\ \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(16.7) = 5.11cm^2/m \\ A_s\ \text{(for shrinkage and temperatu re)} = 0.0018*100*26 = 4.68cm^2/m \end{cases}$$

Select Φ12@20 cm

4.18.6 Design against overturning:

$$\eta = \frac{S\tan ding\ moment}{overturning\ moment} \geq 2$$

$Ms : S\tan ding\ moment$

$Mo : overturning\ moment$

*** Design overturning**

We select the ideal shape and we design the overturning for one meter strip:

ea = 0.33*18*2.6 =15.5

Ea = 0.5*15.5*2.6 = 20.2 Kn ($for\ one\ meter\ strip$)

eap= 0.33*5 = 1.65

Eap = 1.65*2.6 = 4.3kn/m = 4.3 kn ($for\ one\ meter\ strip$)

ep = 3*18*0.8 = 43.2

Ep = 43.2*0.8*0.5 = 17.3kn/m = 17.3 kn ($for\ one\ meter\ strip$)

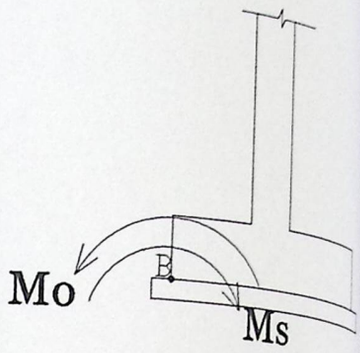
Ww = 0.25*2.3*1*25 = 14.8 kn

Wf = 0.3*L*1*25 = 7.5L

We1 = 18*2.3($\frac{2}{3}L$-.25) = $27.6L - 10.35$

We2 = 18*0.5*$\frac{1}{3}L = 3L$

Moment about point B



*Overturning moment :

$4.3 * 1.3 + 20.2 * 0.866 = 23 \text{ kn.m}$

*Standing moment:

$$Ms = ww\left(\frac{1}{3}L + 0.125\right) + Wf(0.5L) + We1\left(\frac{1}{3}L + 0.25 + \left(\frac{2}{3}L - 0.25\right) * 0.5\right) =$$

$$= 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$$

$$\eta = \frac{Standing\ moment}{overturning\ moment} \geq 2$$

Ms : $Standing\ moment$

Mo : $overturning\ moment$

$Mo = 23\ Kn.m$ $\quad \frac{Ms}{23} = 2$ $\quad Ms = 46 Kn.m$

$46 = 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$

L=1.29m ..... Take L = 1.3m

4.18.7 Design against sliding :

$$\frac{Reaction}{Action} \geq 1.5$$

$$\frac{Ep + F_F}{Ea + Eap} \geq 1.5$$

$F_f = \square v * \tan\Phi$

$\square v = wf + ww + we1$

$\square v = 50\ Kn$

$F_f = 28.9\ Kn$

$Ff + Ep = 28.9 + 17.3 = 46.2\ Kn$

$Eap + Ea = 20.2 + 4.3 = 24.5\ Kn$

$\frac{46.2}{24.5} = 1.9 > 1.5$ ... ...Safe against sliding

4.18.8 Design of bearing pressure :

$\square mo = 23 Kn.m$

$ms = 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$

$= 21.95 * 1.3^2 + 8.45 * 1.3 + 2.05$

$= 50.13\ Kn.m$

$\square v = 50\ Kn$

$e = \frac{B}{2} - \frac{\square MR - \square Mo}{\square v}$

$e = \frac{1.3}{2} - \frac{50.13 - 23}{50}$

$= 0.10\ m$

$qmax = \frac{\square v}{B}(1 + \frac{6e}{B})$

$qmin = \frac{\square v}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$

$$qmax = \frac{50}{1.3}(1 + \frac{6 * .10}{1.3})$$

$$= 56.2 Kn/m^2$$

$$qmin = \frac{50}{1.3}(1 - \frac{6 * .10}{1.3})$$

$$= 20.7\ Kn/m^2$$

$$< 400\ \ Kn/m^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ ok}$$

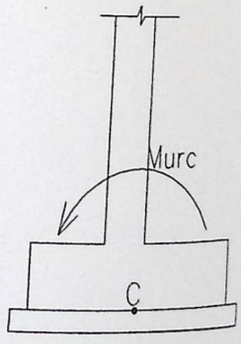
4.18.9 Design of footing :

Pu = 1.2D + 1.6 L

Pu = 1.2 (Ww+Wf) + 1.6 (We1)

Pu = 1.2(14.8+9.75) + 1.6(25.53) = 70.3 Kn

$MRuc = 20.2 * \frac{2.6}{3} * 1.6 + 4.3 * 1.3 * 1.6 - 25.53 * 0.332 * 1.6 + 14.8 * 0.092 * 1.2 = 25 kN.m$



Eccentricity

$e = \frac{Mu}{v} = \frac{25}{70.3} = 0.35m$

$$qmax = \frac{70.3}{1.3}\left(1 + \frac{6 * .35}{1.3}\right) = 141.5\ kn/m^2$$

$$qmin = \frac{70.3}{1.3}\left(1 - \frac{6 * .35}{1.3}\right) = -33\ kn/m^2$$

$< 400\ \ Kn/m^2$ ..... ok

Since $qmin$ is negative value , the flextural formula is not applicable , then we use

$$qmax = \frac{4Q}{3l(B-2e)}$$

$$qmax = \frac{4 * 70.3}{3 * 1(1.3 - 2 * .35)} = 156.3$$

$$\square v = 0$$

$$\frac{1}{2}(q)(d)(l) - (pu) = 0$$

$$\frac{1}{2}(156.3)(d)(1) - (70.3) = 0$$

d = 0.9m

4.18.10 Design of shear:

$d = 300 - 75 - \frac{14}{2} = 218\ mm$ *but* (q) *at* $d =$

$$\frac{jH}{Eg} = \frac{IH}{IG}$$

$$\frac{0.215}{0.9} = \frac{IH}{156.3} \rightarrow IH = 37.3 \quad but\ 156.3 - 37.3 = 119\ Kn/m^2$$

$Vu = 0.215 * 1 * 119 + \frac{1}{2} * 0.215 * 1 * 37.3 = 30\ Kn$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} * b * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.218 * 1000 = 131.6Kn$$

$$\Rightarrow (\phi Vc = 131.6) > (V_u = 30) \Rightarrow thicknessis\ enough = 30cm$$

In other dir $Vu = (0.616 - 0.218) * 1 * 2.3 * 18 = 14\ Kn$ it is safe for shear .

4.18.11 Design of bottom reinforcement at section 1-1:

$\frac{0.433}{0.9} = \frac{x}{156.3} \rightarrow x = 75.2\ Kn/m^2$ $\quad but\ qS1 = 156.3 - 75.2 = 81.1\ Kn/m^2$

$$Mus1 = \left(81.1 * 0.433 * 1 * \frac{0.433}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} * 0.433 * 75.2 * 1 * \frac{2}{3} * 0.433\right) = 12.3\ Kn.$$

h= 30cm d=0 .218m

$$Mn = \frac{12.3}{0.9} = 13.6KN.m$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.6 \times 10^6}{1000 \times 218^2} = .286Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.286}{400}}\right) = 0.00072$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00072 * 100 * 21.8 = 1.57cm^2/m$$

$$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d)$$

$$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(24) = 7.34$$

$$A\,s\ \min = \frac{1.4}{(400)}(100)(24) = 8.4$$

$1.3 * 1.57 = 2\ cm2/m$

$AS\ (for\ shrinkage\ and\ temperature) = (0.0018)\ (100)\ (30) = 5.4\ cm2/m$

Select Φ10@20 cm

4.18.12 Design of top reinforcement at section 2-2:

$$Mus2 = \frac{0.616}{2} * 0.616 * 1 * 2.3 * 18 = 7.85Kn.m$$

From previous section (1-1),the value of moment will be greater than moment in these section so

Select Φ12@20 cm

4.18.13 Development length of main reinforcement:

$$(L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\lambda \times \sqrt{fc'}} \times \frac{fy}{\left(\frac{ktr + C_b}{d_{bar}}\right)} \times db$$

$ktr = 0.0$ *for footings* (*no stirrups*).

$C_b = \text{cover} + d_b = 75 + 12 = 87mm$

$$\left(\frac{ktr + C_b}{d_{bar}}\right) \leq 2.5$$

$$\left(\frac{0 + 87}{12}\right) = 7.25 > 2.5 \Rightarrow use \left(\frac{ktr + C_b}{d_{bar}}\right) = 2.5$$

$$\Rightarrow (L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{1.0 \times \sqrt{24}} \times \frac{400}{2.5} \times 12 = 282.2mm$$

$(L_d)_{available} = 433 - 75 = 358mm$

$(L_d)_{available} = 358 > (L_d)_{required} = 282.2mm.$

⇒ So No standard hook is requar

4 -12: Design of shear wall:-

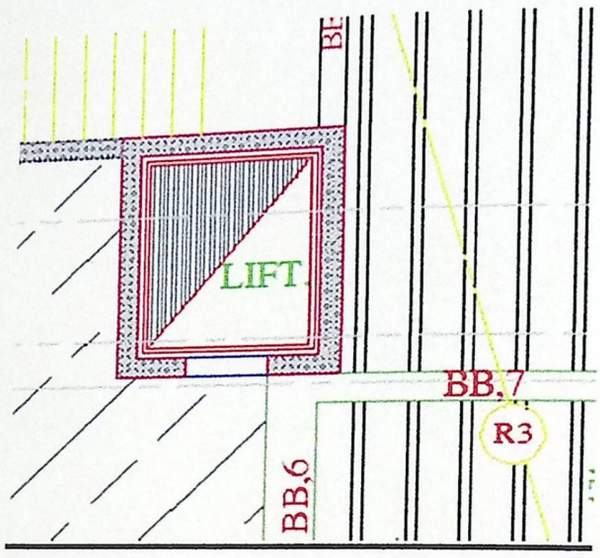


Figure (4-21): Shear Wall

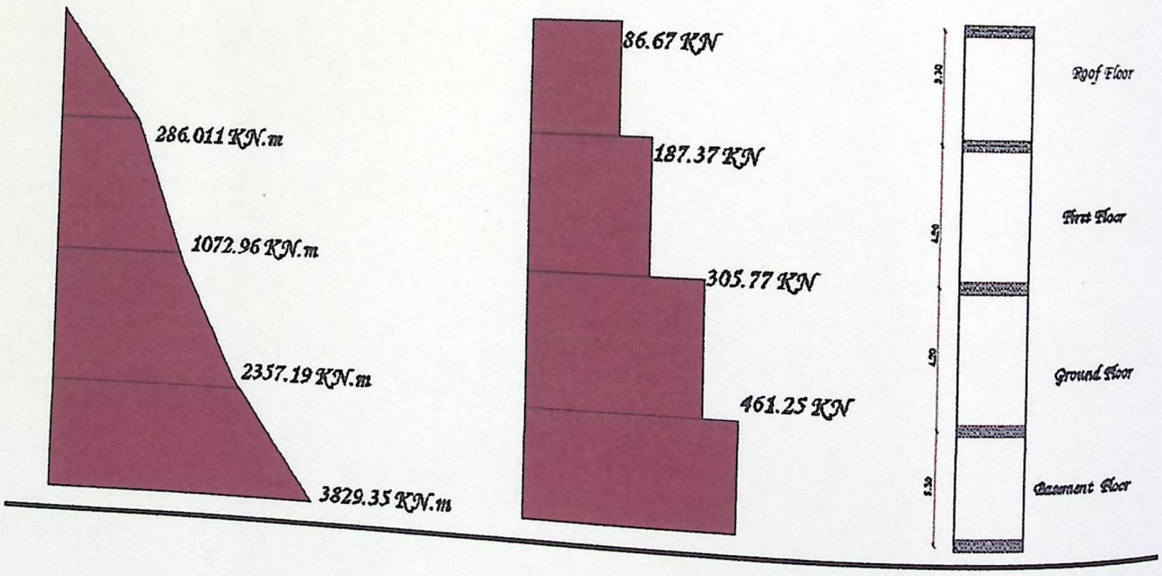


Fig. (4-22) Moment and shear diagram

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=20 cm .shear wall thickness

Lw = 2.50 m .shear wall width

Hw for all wall = 15 m

4 -10 - 1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 461.25KN$$

4-10-1-1: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{hw}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25\,m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{15}{2} = 7.5m$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 2.50 = 2.0m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 200 * 2000 * 10^{-3} = 1219.815KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 2000 * 10^{-3} = 326.598KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 200 * 2000 + 0 = 529.089KN$$

$$M_u = 2357.19 + 461.25 * (3.3 - 1.25) = 3302.752\ KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3302.752}{461.25} - \frac{2.5}{2} = 5.91 > 0\ ok$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{2.5(0.1\sqrt{24}+0)}{5.91}\right] 200 * 2000 = 521.071KN$$

$$Vs = Vn - Vc$$

$$= (461.25 / 0.75) - 326.598 = 288.402\ KN$$

$$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{288.402 * 10^{-3}}{420 * 2.0} = 0.343 * 10^{-3}\ m$$

$$\left(\frac{Av_{h\,min}}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.20 = 0..5 * 10^{-3}\ m(Control)$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 2500 / 5 = 500\ mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 200 = 600\ mm$$

$$select \longrightarrow 2\phi 10 \longrightarrow As = 1.58\ cm2$$

$$\frac{Av}{S2} = 0.625\ mm$$

$$\frac{158}{S2} = 0.5 \rightarrow S2 = 314\ mm\ (Control)$$

$$Select \ldots\ldots S2 = 30\ cm < Sreq. = 31.4\ cm$$

$$S2 selected = 25\ cm < 75\ cm < 70\ cm$$

Use □10@300mm in two layer

4 -10-1-2: Design for Vertical reinforcement:-

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

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{15}{2.50} = 6 > 2.5$$

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

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 2.5 = 833mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600mm$$

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

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 200$$

$$\therefore S_1 = 316mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 300cm < 316cm$$

$$S = 300cm$$

Select Φ 10 @300mm. In two layer

4 -10-3: Design of bending moment:

Mu = 3829.35 KN.m

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n / h_w)}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{2.50}{600 * 0.007} = 0.595$$

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

$$C_w = 0.595 - 0.1 \times 2.5 = 0.345m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{0.595}{2.0} = 0.297m$$

$$Select\ The\ boundary\ element = 35cm > 34.5cm$$

$$As_t = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{2.50}{0.25} \times 158 = 1580mm^2$$

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

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+(0.85\times0.85\times24\times2.5\times0.20)/(1580\times10^{-6}\times420)}=0..06219$$

$$Mu=0.9\times Fy\times0.5\times As_t\times Lw\times\left(1-\left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)=$$

$$0.9*420*0.5*1580\times10^{-3}\times2.50*(1-\frac{0.06219}{2})=745.5811\,kN.m$$

$$Mu_{Design}=3829.315-745.5811=3083.734\,kN.m$$

$$Ast=\frac{Mu/\phi}{fy\times(Lw-Cw)}=\frac{3083.734\times10^6/0.9}{420\times(2500-350)}=3794.43mm^2$$

$$As=3794.43+(4\times79)=4110.43mm^2$$

$$\therefore Use\phi20\longrightarrow Select\,14\phi20\ \rightarrow As=4396mm^2$$

Use14 □20

4-13: Design of column (C1):-

4-11.1 Load Calculation:

DL=234.42KN LL=25.54KN …From Load Table

$$p_u = 1.2 \times 234.42 + 1.6 \times 25.54 = 495.634 KN$$

Pn = 322.168 /(0.65) =495.643 KN

ρg = 0.016 ……Assumed

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

$$495.643 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015(420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.0.0242 m^2$$

Try 0.2*0.6m with Ag = 0.12m^2

4.11.2 Check Slenderness Effect:

In direction 0.2

Lu = 4.2m

M1&M2 =1

K=1

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

$$\frac{1 * 4.2}{0.3 * 0.2} = 70 > 22$$

∴ Long direction about x-axis .

In direction 0.6

Lu = 4.2m

M1&M2 =1

K=1

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

$$\frac{1*4.2}{0.3*0.6} = 23.33 > 22$$

∴ Long direction about y-axis .

Long column in both direction

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.152Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(234.42)}{322.168} = 0.873 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.2^3}{12} = 0.0004\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.0004}{1+0.8307} = 2.0337\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....}ACI318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 2.0337}{(1.0\times 4.2)^2} = 1.1378MN.$$

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

$Cm = 1$ ..... *According to ACI 318 – 05 (10.10.6.4)*

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{368.276}{0.75 \times 1137.8}} = 1.76 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 200 = 21mm = 0.021m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.021 \times 1.76 = 0.0369m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0369}{0.2} = 0.1847 < 0.1$$

Because e/h<0.1 we well design as concentrically loaded column:

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\,fc' + \rho_g(f_y - 0.85f_c')\}$$

$$495.64 = 0.8 \times 600 * 200\{0.85 \times 24 + \rho_g(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.012 > \rho\min = 1\% - ok$$

$$As = 0.012 * 600 * 200$$

$$As = 1440mm^2$$

Use $\Phi 16 >>$ $\#\ of\ bar = \frac{1440.}{201} = 7.1$

Use8 Φ 16 with As = 1608.87mm² >As_{req} = 1440mm²

4.11.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of-

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16\times = 25.6\ cm$$
$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \leq least.\dim. = 40\ cm$$

Use ϕ10 @ 25 cm

4.14 Design of Isolated Footing (F7) :

4.12.1 Determination of Loads:

Total service load = 2435.98 KN

Total factored load = 2537.65 KN.

Column Dimensions = 65*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 350 KN/m2.

Assume footing to be about (55 cm) thick.

Footing weight = 25 ×0.55= 13.75 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.45 ×18 = 8.1 KN/m2.

q_{allow} =350 – 8.1– 13.75 = 328.15 KN/m^2

4.12.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{2435.980}{328.15} = 7.42\ m^2$$

Try 2.8 * 2.8 m with area = 7.84 m2 > Areq = 7.42 m2

determinate q_u = 2537.65/2.8*2.8= 323.68 KN/m^2

4.12.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 55 cm ….. d =550-75-20 = 455 mm

***Check for one-way shear strength**

$$Vu = 323.68 * 2.8 * (\frac{2.8}{2} - 0.3/2 - 0.455) = 720.513.KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2800 * 0.455 = 780.162KN$$

$$\phi.Vc = 780.16KN > Vu = 720.513KN$$

$\therefore OK$

The thick is adequate enough

4.12.4 Check for two-way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{65}{30} = 2.167$$

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.455+0.65)+2(0.455+0.3) = 3.72m$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2.167}\right)*\sqrt{24}*3720*455 = 1992.57KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*455}{3720}+2\right)*\sqrt{24}*3720*455 = 3571.369KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3720*455 = 2073KN$$

$\phi.V_C = 1992.57N$ .... *Control*

$Vu = 323.368*\{(2.8*2.8)-(0.65+0.455)*(0.3+0.455)\} = 2040.1kN$

$\phi.Vc = 4657.28Kn > Vu_C = 2040Kn$..... *satisfied*

4.12.5 Design of Bending Moment:

$Mul = 323.68*2.8*1.25^2/2 = 708.513kN.m$

Mu = 708.513 kN.m

$$d = 550 - 75 - 20 = 455\ mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{708.051/0.9 \times 10^6}{2800 \times 455^2} = 1.357 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.357}{420}}) = 0.003346$$

$$As_{req} = 0.00334 \times 2800 \times 455 = 4263.705\ mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 2800 * 550 = 2772 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 2772 mm^2 / m < As_{req} = 4263.705 mm^2 / m$$

$$\#\ of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{4263.705}{201.06} = 21.02$$

Select 21Φ16 with As = 4222.3 mm²

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

$$4263.705 * 420 = 0.85 * 24 * 2800 * a$$

$$a = 31.351$$

Check Strain >>>>>>>

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.351}{0.85} = 36.883 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{455 - 36.883}{36.883} * 0.003 = 0.033$$

$$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.6 Development Length of main Reinforcement for M_u1:

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.6` = 32.92cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.6 = 29.568cm$

$Ld_{(1)req} = 32.92cm > Ld_{(2)req} = 29.568cm \Rightarrow$ control

Available $Ld = (550 - 75 - 2*16) = 443$ mm.

Available Ld = 44.3 cm > $Ld_{(1)req}$=32.92cm

Using hook $\geq 16*\phi$

Required length of hook $\geq 16*\phi \geq 16*2.1 = 25.2$ cm

Use $Hook_{sel.} = 30$ cm > $Hook_{req} = 25.2$cm

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 395.053\ mm$$

$Ld_{available} = 550\text{-}75 = 475$mm

$Ld_{available} = 475$ mm > $ld_{req} = 395.053mm$

Use the column bars as a dowels

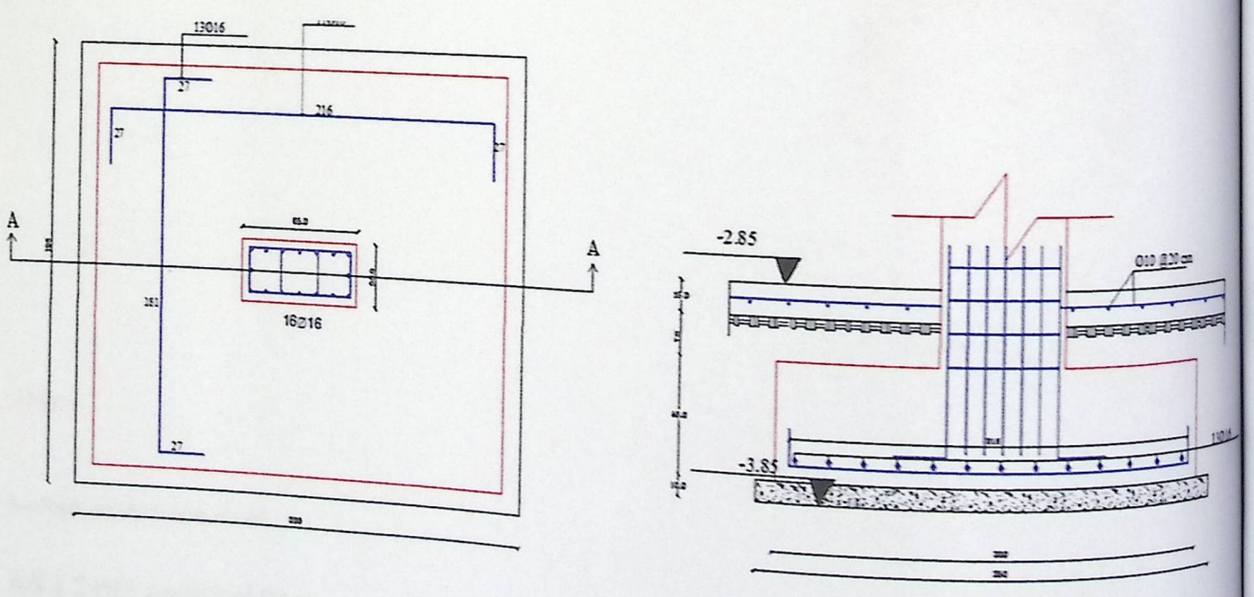


Figure (4-23): Footing's Detail

4.15 Design of Spherical shell :

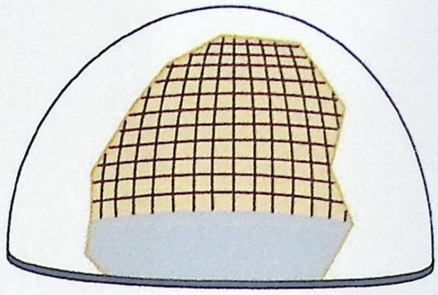


Figure (4-24): spherical shell

4.9.1 Load Calculation:

Snow loads :

According to Jordanians code :

4.9.1.1 Snow load = $\frac{h-400}{320}=\frac{900-400}{320}=1.5kN/m^2$

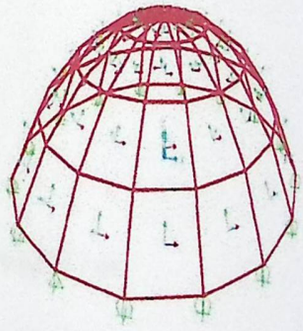


Figure (4-25): Local axis

where:

h: high above sea level.

4.9.1.2 Self weight of Dom :

Assuming thickness to be = 10 cm.

4.9.1.3 weight of Finishing materials of Dom :

assuming plaster thickness =2cm,

$$\Rightarrow 0.01*23 = 0.5kN/m^2$$
$$1.2*0.5 = 0.6kN/m^2$$

4.9.2 Analyses of internal forces:

for spherical shells

$$N_\alpha = -\frac{ga}{(\cos\alpha + 1)}.$$
$$N_\beta = a\left(-g\cos\alpha + \frac{g}{(\cos\alpha + 1)}\right).$$

For self weight of Dom:

$$when\ \alpha = 0^o \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \dfrac{-ga}{2} = \dfrac{-6*2.32}{2} = -6.96kN/m. \end{cases}$$

$$when\ \alpha = 90^o \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -ga = -6*2.32 = -13.92kN/m. \\ N_\beta = ga = 6*2.32 = 13.92kN/m. \end{cases}$$

$$N_\beta = \frac{-ga}{2} \qquad N_\alpha = \frac{-ga}{2}$$

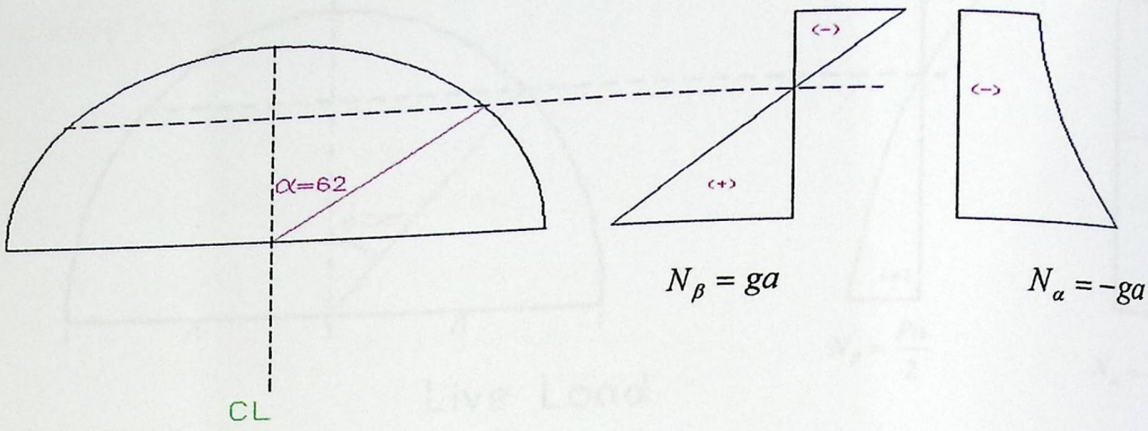


Figure (4-26): Dead load shell

For snow load:

$$when\ \alpha = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \dfrac{-Pa}{2} = \dfrac{-2.4*2.32}{2} = -2.784kN/m. \end{cases}$$

$$when\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = \dfrac{-Pa}{2} = \dfrac{-2.4*2.32}{2} = -2.784kN/m. \\ N_\beta = \dfrac{Pa}{2} = \dfrac{2.4*2.32}{2} = 2.784kN/m \end{cases}$$

$$N_\beta = \frac{-Pa}{2} \qquad N_\alpha = \frac{-Pa}{2}$$

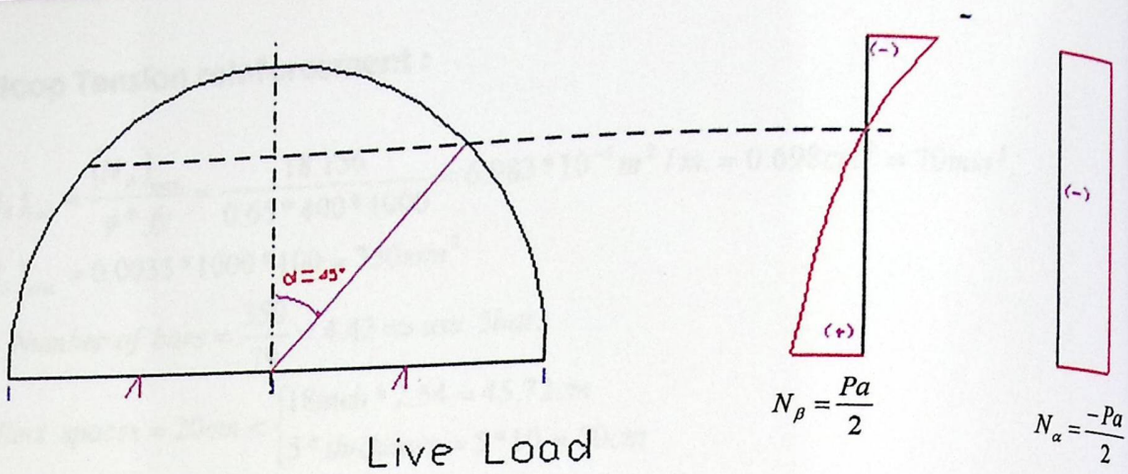


Figure (4-27): Live load shell

For Weight of finishing of dom:

$$when\ \alpha = 0^o \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \dfrac{-ga}{2} = \dfrac{-0.6*2.42}{2} = -0.726kN/m. \end{cases}$$

$$when\ \alpha = 90^o \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -ga = -0.6*2.42 = -1.452kN/m. \\ N_\beta = ga = 0.6*2.42 = 1.452kN/m. \end{cases}$$

Total factored internal forces:

$$when\ \alpha = 0^o \Rightarrow \{N_\alpha = N_\beta = -6.96 + -2.78 + -0.726 = -10.466kN/m.$$

$$when\ \alpha = 90^o \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -13.92 + 2.784 + -1.452 = -12.588N/m. \\ N_\beta = 13.92 + 2.784 + 1.452 = 18.156kN/m. \end{cases}$$

Note: Negative sign mean that the force is compression.

Positive sign mean that the force is tension.

4.9.3 Hoop Tension reinforcement :

$$(A_S)_{req} = \frac{(N_\beta)_{max}}{\phi * fy} = \frac{18.156}{0.65*400*1000} = 6.983*10^{-5}\, m^2/m. = 0.698 cm^2 = 70 mm^2.$$

$$(A_S)_{min} = 0.0035*1000*100 = 350 mm^2$$

$$\Rightarrow Number\ of\ bars = \frac{350}{79} = 4.43 \Rightarrow use\ \ 5bars$$

$$sellect\ \ spaces = 20cm < \begin{cases} 18inch * 2.54 = 45.72cm \\ 5 * thickness = 5*10 = 50cm \end{cases}$$

with As = 395 mm²

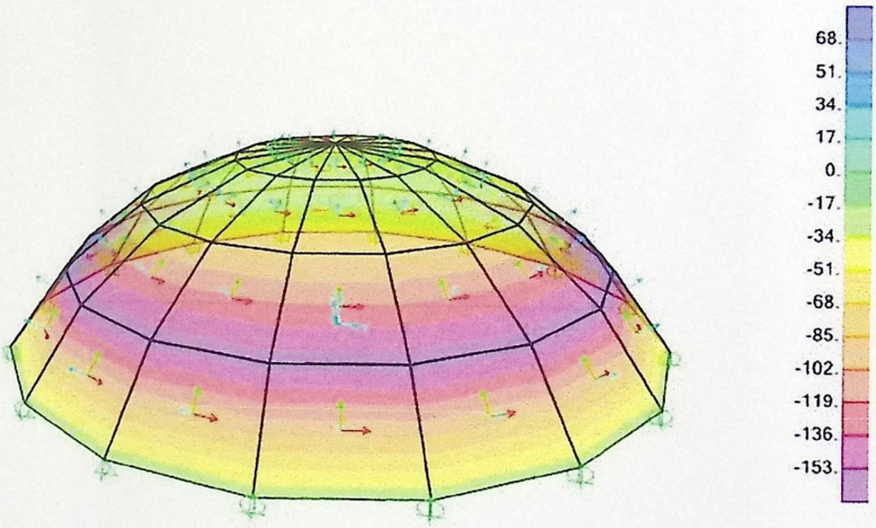


Figure (4-28): Tension from prog.sap

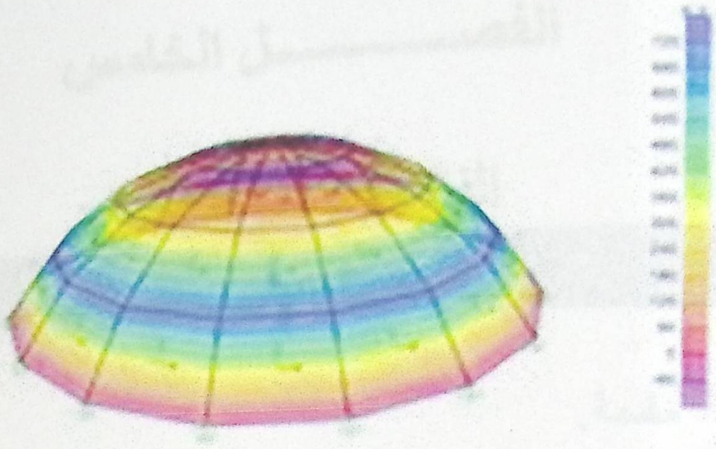


Figure (4-29): Bending moment from prog.sap

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5

١.١ مقدمة.

٢.١ النتائج.

٣.١ التوصيات.

٥.١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءها في مدينه الخليل.

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥.٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي ٤٠٠ KN/m^2.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab)في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.

f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥.٣ التوصيات:

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

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