جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

اسم المشروع

تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني و عمل تصاميم مختلفة للبلاطات

فريق العمل

رندة ابوشرخ سائدة كتلو

اشراف :

د. نصر عبوشي

فلسطين - الخليل

أيار ٢٠٠٧

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

لمم المشروع

تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني و عمل تصاميم مختلفة للبلاطات

فريق العمل

رندة ابوشرخ **سائدة كتلو**

لشراف :

د. نصر عبوشي

فلسطين - الخليل

أيار ٢٠٠٧

شهادة تقييم مشروع التخرج
جامعة بوليتكنك فلسطين
الخليل فلسطين

تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني و عمل تصاميم مختلفة للبلاطات

فريق العمل

رندة ابوشرخ سائدة كتلو

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

توقيع مشرف المشروع : توقيع رئيس الدائرة

د. نصر عبوشي د. نبيل الجولاني

ايار ٢٠٠٧

الإهداء:

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز...
إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب، أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

إلى أمهات الشهداء والمرحى والأسرى.

إلى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

إلى كل من أحبنا وأحببناه.

فريق العمل

الشكر والتقدير:

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:
- بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين
الوقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا،

ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

- جميع الأساتذة بالجامعة وخص بالذكر الدكتور نصر عبوشي والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- المكتبة الجامعة والقائمة عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

- لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا".

فريق العمل

ملخص المشروع

تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني و عمل تصاميم مختلفة للبلاطات

فريق العمل

رندة ابوشرخ سائدة كتلو

جامعة بوليتكنك فلسطين ٢٠٠٧

اشراف :

د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة المشروع في تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني وعمل تصاميم مختلفة للبلاطات وتم اعتماد التصميم الاساسي للبلاطة كبلاطة ذات اعصاب باتجاة واحد وتم تصميم البلاطة ايضا كبلاطة مصمتة بدون اعصاب وكذلك تصميم جميع العناصر الانشائية الاخرى من أعمدة واسلس وجدران قص .....ألخ .

يقع هذا المبنى في قرية الضاهرية جنوب الخليل .

صمم هذا المشروع لمبنى سكني عادي مؤلف من طابق ارضي وطابق السطح بحيث يوفر الراحة والأمان لساكنه.

وهذا المشروع هو خرساني تم تصميمه وفقا للكود الأمريكي مع اعتماد الأحمال من الكود الأردني ، ويحتوي على التصاميم والتحاليل الكاملة للعناصر الإنشائية والخاصة بكل عنصر مع تجهيز المخططات الإنشائية والتنفيذية الكاملة .

Abstract

The Structural Design of Residential Building With Different Design for Ceiling

Work Team

Randa Abu _ sharkh Sea'da Katlo

Palestine Polytechnic University – 2007

Supervisor:
Dr. Nasr Abushi

The purpose of this project is the structural design of a residential building, With Different Design for Selling and that designed as one way ribbed slab and solid slab and also designed the structural member.

This building locate in Dahria south of Hebroun .

This project is consists of residential building contains aground floor and have all main activity for houses and a roof floor.

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

The structural design composed of analysis and design of the structural members and all of the plans .

Contents الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	[I]
صفحة	[II]
صفحة الاهداء	[III]
صفحة الشكر والتقدير	IV]
صفحة الملخص بالغة العربية	[V]

صفحة الملخص بالغة الانكليزية [VI]

الفهرس [VII]

فهرس الجداول [VIII]

فهرس الأشكال [IX]

الفصل الأول: رقم الصفحة

1- المقدمة [١]

1.1 - عنوان البحث [١]

1.2-المقدمة [١]

1.3- أهداف البحث [٢]

1.4- مشكلة البحث [٢]

1.5- حدود مشكلة البحث [٣]

1.6- مسلمات البحث [٣]

1.7- إجراءات البحث [٤]

1.8-الجدول الزمني [٥]

1.9- محتويات مقدمة المشروع [٦]

الفصل الثاني:

2 - الوصف المعماري [٧]

2.1- المقدمة [٧]

2.2- لمحة عن المشروع [٧]

2.3- موقع المشروع [٨]

2.4- وصف المساقط الأفقية للمبنى [١٠]

2.5- وصف الواجهات [١٢]

2.6- وصف الحركةفي المبنى [١٤]

الفصل الثالث:

3- وصف العناصر الإنشائية [١٥]

3.1- المقدمة [١٥]

3.2- هدف التصميم الإنشائي [١٥]

3.3- الاختبارات العلمية [١٥]

3.4- الأحمال [١٦]

3.5 العناصر الإنشائية : [١٩]

3.5.1- السقف [١٩]

3.5.2- الأعصاب [٢٠]
3.5.3- الجسور [٢٠]
3.5.4- الأعمدة [٢١]
3.5.5- الجدران الحاملة [٢٢]
3.5.6- الأدراج [٢٣]
3.5.7- الأساسات [٢٣]
3.6- برامج الحاسوب المستخدمة [٢٥]

Chapter Four

4. Structural Analysis and Design [٢٦]
4.1 Introduction [٢٦]
4.2 Design of ribs R1 [٢٧]
4.3 Design of Beams [٤٦]
4.4 Design of column [٦٣]
4.5 Design of Footing [٦٩]
٤.٦ Design of stairs [76]

Shear wall design4.7 [84]

Design the base of shear wall 4.8 [94]

Solid slab 4.9 [98]

الفصل الخامس:

٥.١النتائج [١٠٧]

٥.٢ التوصيات [١٠٨]

المصادر والمراجع [١٠٩]

الملحق A المخططات المعمارية

الملحق B المخططات الإنشائية

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1.1) الجدول الزمني لمشروع التخرج	**٥**
جدول (1.2) الجدول الزمني لمشروع التخرج	**7**
جدول (3.1) يبين الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة	**١٧**
جدول(3.2) الأحمال الحية لعناصر المبنى	**١٨**
Table (4.1) Ribs	**45**
Table (4.2) Beams	**61**
Table (4.3) column	**68**
Table (4.4) Footing	**75**

فهرس الأشكال

الشكل	رقم الصفحة
شكل رقم (2.1) الموقع العام للمشروع	٨
شكل رقم (2.2) موقع المشروع والمناطق القريبة	٩
شكل رقم (2.3) الطابق الأرضي	١٠
شكل رقم (2.4) الطابق الأول (الروف)	١١
شكل رقم (2.5) الواجهة الشرقية الشمالية_ الرئيسية	١٢
شكل رقم (2.6) الواجهة الشمالية الغربية	١٣
شكل رقم (2.7) الواجهة الجنوبية الغربية	١٣
شكل رقم (2.8) الواجهة الجنوبية الشرقية	١٤

شكل رقم (3.1) مقطع لقدة عصب ٢٠

شكل رقم (3.2) مقطع لجسر ٢١

شكل رقم (3.3) مقطع لعمود ٢٢

شكل رقم (3.4) يبين تفصيلة الدرج ٢٣

شكل رقم (3.5)يبين مقطع للأساس ٢٤

Fig (4.2.1) rib ٢٧

Fig (4.2.2) T-section ٢٨

Fig (4.2.3) section in Slab ٢٩

Fig (4.2.4) Moment Diagram ٣٢

Fig (4.2.5) Shear diagram ٤٠

Fig (4.2.6) Deflection diagram 43

Fig (4.٣.١) Beam B٧ diagram ٤٦

Fig (4.٣.٢) Moment diagram ٤٨

Fig (4.٣.٣) Shear diagram ٥٦

Fig (4.٣.٤) deflection diagram 59

60 Fig (4.٣.5) detailing of beam 7

63 Fig (4.4.1) cross section of column

69 Fig (4.5.1) footing

71 Fig (4.5.2) critical section for one way shear

74 Fig (4.5.3) detailing of footing

76 Fig (4.6.1) stair case plan
76 Fig (4.6.2) cross section of stair

77 Fig (4.6.3) cross section of stair

78 Fig (4.6.4) cross section

79 Fig (4.6.5) cross section

80 Fig (4.6.6) loads & reaction of stair

80 Fig (4.6.7) the envelope of sheer & moment

89 **Fig (4.7.3) vertical detail of sheer wall**

89 **Fig (4.7.4) main stair sheer wall**

94 **Fig (4.8.1) base of sheer wall**

List of Abbreviations

- *Ac* = area of concrecte section resisting shear transfer.
- *As* = area of non_ prestressed tension reinforcement.
- *Av* = area of shear reinforcement within a distance (s).
- *Ag* = gross area of section.
- *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.
- *Dl* = dead load
- *d* = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- *Ec* = modulus of elasticity of concrete.
- *Fy* = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two-way construction,

  Measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal axial load.
- 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 shear reinforcement.
- 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.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- k = effective length factor for compression members.

- r = radius of gyration of cross section of a compression member, mm.
- ¢ns = moment magnification factor for frames braced against sidesway, to reflect effects of member curvature between ends of compression member.
- $P\,c$ = critical load.
- $P\,n$ = nominal axial load strength at given eccentricity.
- $P\,u$ = factored axial load at given eccentricity.
- $I\,g$ = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis , neglecting reinforcement, mm^4 .
- Lu= unsupported length of compression member,mm.
- d = (a) for nonsway frames, d is the ratio of the Maximum factored axial sustained load to the maximum factored axial load associated with the same load combination.
- $M\,c$ = factored moment to be used for design of compression member, mm-N.
- M 1 = smaller factored end moment on a compression member, positive if
- member is bent in single curvature, negative if bent in double curvature, mm-N.
- $M\,2$ = larger factored end moment on compression member, always positive, mm.N.

- $M_{2,min}$ = minimum value of $\boldsymbol{M_2}$, mm-N.

- l_d = development length of deformed bars and deformed wire in tension, mm.
- C_m = a factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram.

- $\sim_s$ = constant used to compute $\boldsymbol{V_c}$ in slabs and Footings.

- $_c$ = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

- ° = ratio of nonprestressed tension reinforcement= $\boldsymbol{A_s/bd}$.

- R : Numerical coefficient depends on the structural System values of R for concrete structure range from 4 to 12 .

- Z: Seismic Zone factor.
- I: Important coefficient depending upon occupancy category**.**

- C_v : Seismic response coefficient.

- C_a : Seismic response coefficient.

- T= fundamental period.

- C_t =0.02 for all reinforced concrete buildings.

- h_n : Height of the structure above the base level.
- S_1 = spacing of vertical reinforcement in wall, mm.
- S_2 = spacing of shear or torsion reinforcement measured in a direction perpendicular to longitudinal reinforcement or spacing of horizontal reinforcement in wall, mm.

الفصل الأول:

1- المقدمة:-

1.1- عنوان البحث

1.2- المقدمة

1.3- أهداف البحث

1.4- مشكلة البحث

1.5- حدود مشكلة البحث

1.6- مسلمات البحث

1.7- إجراءات البحث

1.8-الجدول الزمني

الفصل الثاني:

2- الوصف المعماري:-

2.1- المقدمة

2.2- لمحة عن المشروع

2.3- موقع المشروع

2.4- وصف المساقط الأفقية للمبنى

2.5- وصف الواجهات

2.6- وصف الحركةفي المبنى

الفصل الثالث :

3- وصف العناصر الإنشائية:-

3.1 - المقدمة

3.2- هدف التصميم الإنشائي

3.3- الاختبارات العلمية

3.4- الأحمال

3.5-العناصر الإنشائية

3.6- برامج الحاسوب المستخدمة

Chapter Four:

4. Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

4.2 Design of Ribs

4.3 Design of Beams

4.4 Design of Column

4.5 Design of Footing

4.6 Design of Stairs

4.7 Design of Shear wall

4.8 Design of the base of shear wall

4.9 Design of solid slab

الفصل الأول

1- المقدمة :-

1.1 عنوان البحث :

"تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني وعمل تصاميم مختلفة للبلاطات"

1.2-المقدمة :

كل إنسان يحتاج إلى مكان يعيش فيه ويكون أسرة، وهذا المكان يجب أن يحتوي على جميع الوسائل التي تؤمن له الراحة والأمان، وعادة يكون هذا المكان عبارة عن مبنى سكني ، يصمم تبعا لاحتياجات ومقدرة الإنسان الذي سيقيم فيه.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار.

كذلك لا بد من اعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.يتضمن المشروع موضوع البحث تصميم النظام الإنشائي لمبنى سكني اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة و الجسور بما يتلاءم مع

المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من البلاطات وانتهاء بالقواعد والأسلس.

سيتم اعتماد السقف الأكثر شيوعا في بلدنا و هو السقف بالعصب مع البلوكات الخرسانية ثم سيتم تصميم سقف المبنى باستخدام أنواع مختلفة من البلاطات مثل البلاطات المصمتة(Solid Slabs) وذلك بهدف التعرف على طرق التصميم المختلفة للأسقف الخرسانية .

يخرج مضمون هذا المشروع عن المشاريع التقليدية في تصميم العناصر المختلفة باحتوائه على تصاميم مختلفة للسقف ذاته.

1.3 أهداف البحث:

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

- القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات ، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية لأي مبنى سكني .
- القدرة على عمل التصاميم المختلفة للسقوف .
- إتقان مهارات استخدام برامج التصميم الإنشائي المستخدمة في السوق المحلي .

1.4 مشكلة البحث:

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى سكني وعمل تصاميم مختلفة للبلاطات ,حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والأسلس بما

يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري هذا بالإضافة إلى عمل تصاميم أخرى مختلفة للبلاطات .

1.5 حدود مشكلة البحث:

يقتصر العمل على هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط حيث تم العمل بالمشروع خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠٠٦-٢٠٠٧ من خلال مساق مقدمة مشروع التخرج خلال الفصل الأول ومساق مشروع التخرج خلال الفصل الثاني .

يقع المبنى السكني الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في بلدة الظاهرية جنوب الخليل .

1.6مسلمات البحث:

١- اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة(ACI-318-02).

٢- استخدام برامج التحليل و التصميم الإنشائي مثل(Staad Pro 2004 وProken و Atir) والذي يشمل:-

- Strap 1 هذا البرنامج يعمل على تحليل الجسور والأعمدة.
- BeamD هذا البرنامج يعمل على تصميم الجسور وتسليحها.
- Footing هذا البرنامج يعمل على تصميم الأساسات.
- column الذي يعمل على تصميم الأعمدة .

٣- برامج أخرى حسب الحاجة.

1.7 إجراءات البحث:

تمت إجراءات هذا المشروع من تصميم و طباعه خلال الفصلين الدراسيين من

العام الدراسي ٢٠٠٦-٢٠٠٧ . من خلال مساقي مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول

ومساق مشروع التخرج في الفصل الثاني.

الأعمال التي قمنا بها موزعة على الأسابيع الدراسية كما هو واضح ومبين في

الجداول التالية:-

1.8 الجدول الزمني

جدول (1.1) الجدول الزمني لمشروع التخرج

الرقم	المهمة	الأسابيع															
		١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦
١	مراجعة مقدمة المشروع																
٢	تصميم البلاطة والأعصاب																
٣	تصميم الجسور																
٤	تصميم الأعمدة																
٥	تصميم الأساسات																
٦	تصميم البلاطة مصمتة																
٧	تصميم shear wall																
٨	كتابة التقرير																
٩	طباعة التقرير وعرضه على المشرف																
١٠	عمل التعديلات المطلوبة																
١١	الطباعة النهائية للمشروع																
١٢	التسليم النهائي للمشروع والتحضير للمناقشة																
١٣	العرض النهائي للمشروع																

١.٩ -محتويات المشروع :

يحتوي المشروع على أربعة فصول على النحو الآتي :

الفصل الأول :

عبارة عن مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره .

الفصل الثاني :

وهو وصف للمخططات المعمارية التي سنقوم بتصميمها إنشائيا.

الفصل الثالث :

عبارة عن دراسة إنشائية للمشروع بما يحتويه .

الفصل الرابع :

التحليل والتصميم الإنشائي للمبنى .

الفصل الخامس :

النتائج و التوصيات .

وأخيرا ملحقات للمخططات المعمارية والإنشائية .

الفصل الثاني

2 -الوصف المعماري:-

2.1 المقدمة:

لأداء أي عمل لابد وأن يتم إنجازه على أكمل وجه، كذلك لإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه،حيث يبدأ أولا التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته والغاية من تنفيذه بأنه يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة،،إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة،ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحة عن المشروع:

المشروع عبارة عن بيت سكني من تصميم المهندس "علي أبو عوض"، والذي يقوم على فكرة سهولة التواصل بين الداخل والخارج والتركيز على العادات والتقاليد التي تفرض الفصل بين أجزاء البيت حيث يمكن الوصول إلى الصالون (مكان استقبال الضيوف) دون اختراق حرمة البيت كما يحافظ على خصوصية غرف النوم وسهولة التنقل بين صالة المعيشة والمطبخ وصالة الطعام والساحات الخارجية و الأفنية كما صممت غرفة الغسيل على السطح وذلك لاستخدام السطح لنشر الغسيل .

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على مطالب مالك البيت و على العوامل المحلية التي تؤثر في

التصميم مثل مدخل **الأرض** والشمس والريح والمناخ وغيرها .يتكون البيت من طابق مساحته**١٨٦.٨٢م**^{2}

ارضي رئيسي وطابق**سقف**(Roof) مساحته **٣٩.٧٣م**^{2}.

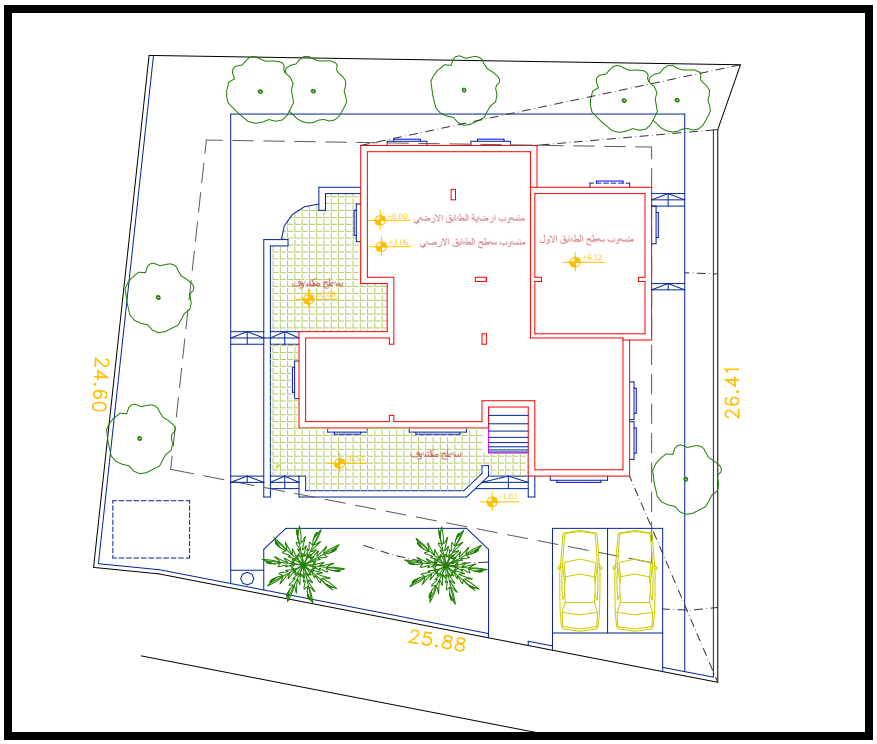
2.3 موقع المشروع:

يقع **ا**لمشروع في قرية الظاهرية على قطعة ارض مساحتها 732 m² ذات تضاريس سهلة بين

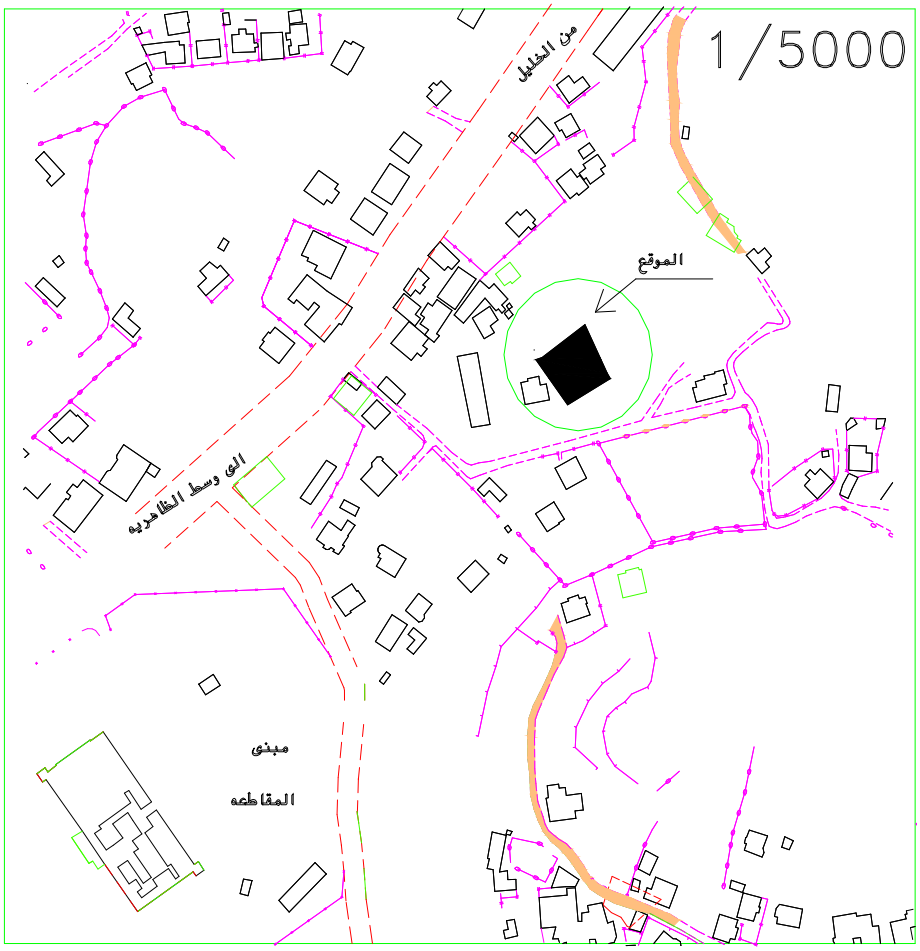
مجموعة من البيوت المتباعدة التي يتخللها بعض **الأراضي** الزراعية المزروعة **بالأشجار**

المختلفة كالزيتون والتين واللوز بالقرب من مركز شرطة الظاهرية **إلى** الشمال الشرقي منه

ويبعد عن الشارع الرئيسي حوالي 60 m.



شكل رقم (2.1) الموقع العام للمشروع

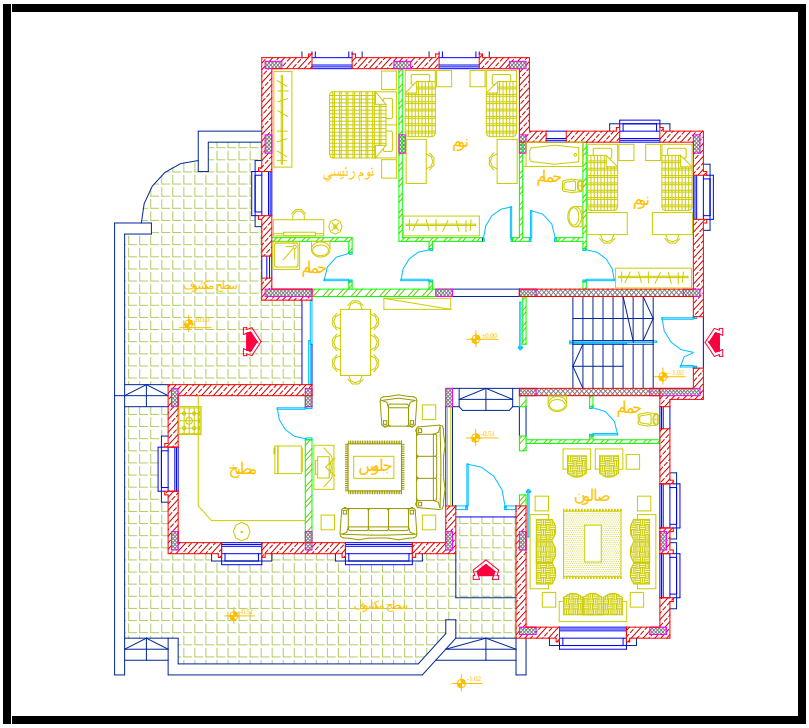


شكل رقم (٢.٢)كروكى دليل الموقع

2.4 وصف المساقط الأفقية للمبنى:

2.4.1 الطابق الأرضي:

الطابق الأرضي ذو مساحة(186.82 m²) ، ويعتبر الطابق الرئيسي والوحيد لجميع الفعاليات ولهذا الطابق عدة مداخل أهمها المدخل الرئيسي والذي يقع في الجهة الشرقية الشمالية للمبنى ، أما المداخل الأخرى فمنها مدخل من جهة بيت الدرج والذي يقع في الجهة الشمالية الغربية للمبنى ، ومدخل ثالث يقع في الجهة الجنوبية الشرقية للمبنى .

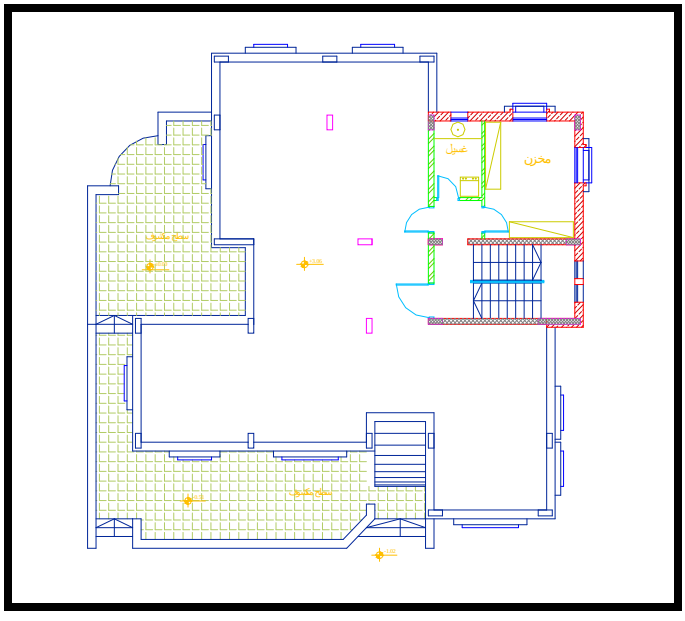


شكل رقم (2.3) الطابق الأرضي

تم تصميم وتوزيع الغرف بحيث تتناسب مع العادات الاجتماعية السائدة و كذلك بعزل منطقة المعيشة الخاصة بأهل البيت عن استقبال الضيوف بحيث يتم الوصول الى غرفة الصالون إليها مباشرة من المدخل الرئيسي الذي يقع في الجهة الشرقية الشمالية للمبنى ومنسوبها اقل من منسوب بقية الغرف ب (٥١cm) والمتمثل بثلاث درجات أما صالة المعيشة فهي في موقع مفصول عن غرفة الصالون ويتم الوصول إليها من جميع المداخل وهي قريبة من جميع الخدمات كالمطبخ والحمام و غرف النوم وهي مجاورة لبعضها البعض في وحدة واحدة.

2.4.2 الطابق الأول أوطابق السطح (الروف):

تبلغ مساحته (39.73 m²) ويعتبر هذا الطابق كملحق إضافي من حيث الخدمات التي يوفرها حيث يمكن الوصول إليه بواسطة الدرج ويتكون هذا الطابق من مخزن وغرفة غسيل .

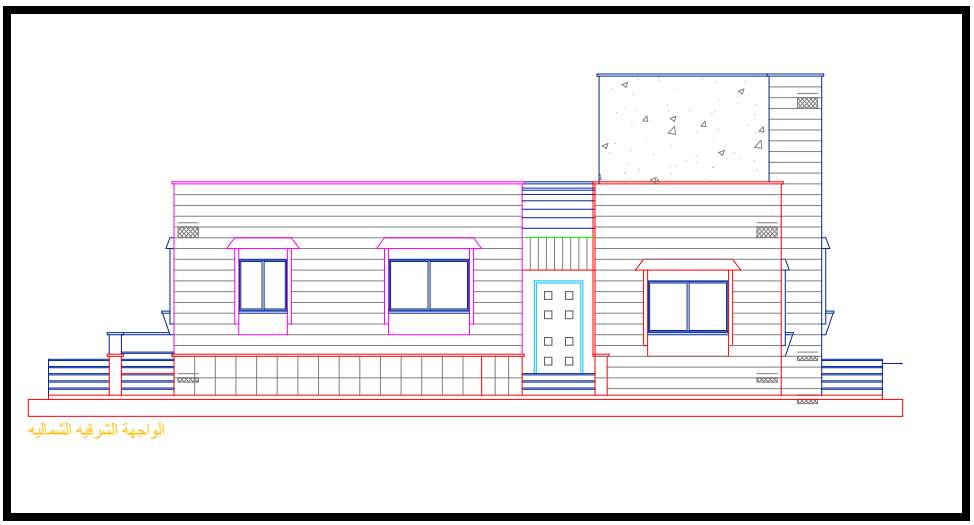


شكل رقم (2.4) الطابق الأول (الروف)

2.5 وصف الواجهات:

2.5.1 الواجهة الشرقية- الشمالية _ الرئيسية:

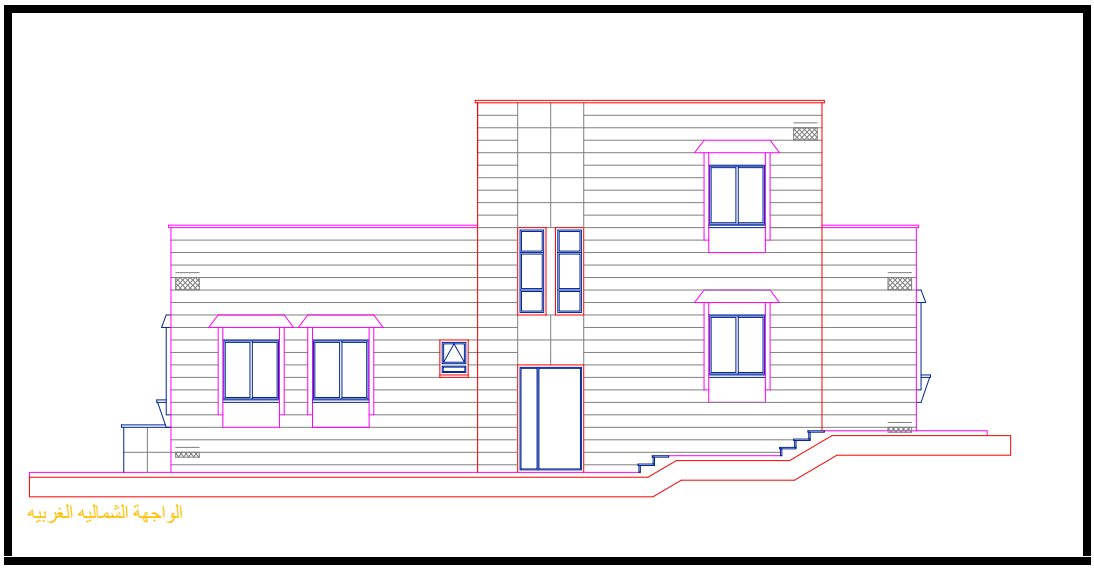
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا بسيطا لمبنى سكني عادي ، الشبابيك عادية في الحجم وإطاراتها من الحجر الأملس ، أما حجر الواجهة فهو حجر مسمسم .



شكل رقم (2.5) الواجهة الشرقية- الشمالية _ الرئيسية

2.5.2 الواجهة الشمالية- الغربية:

تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة ، هناك ميلان في الأرض من هذه الجهة يعطي منظرا جميلا للواجهة ،مدخل بيت الدرج يقع في هذه الواجهة ، الشبابيك عادية في الحجم وحجر إطاراتها حجر أملس ، أما بقية الواجهة فالحجر المستخدم حجر مسمسم .

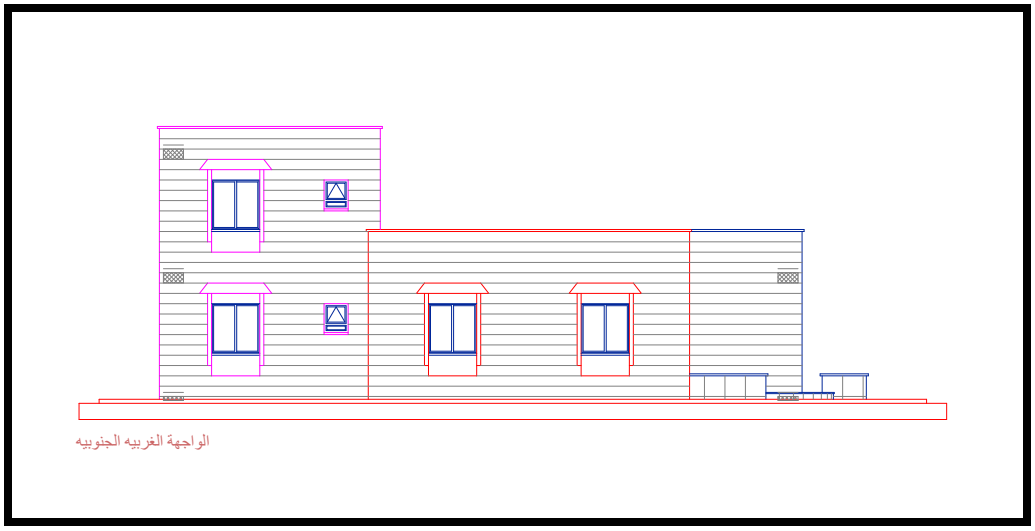


شكل رقم (2.6) الواجهة الشمالية- الغربية

2.5.3 الواجهة الجنوبية - الغربية:

تتكون هذه الواجهة من عدة كتل تعطي منظرا جميلا للواجهة وحجرها حجر مسمم ،

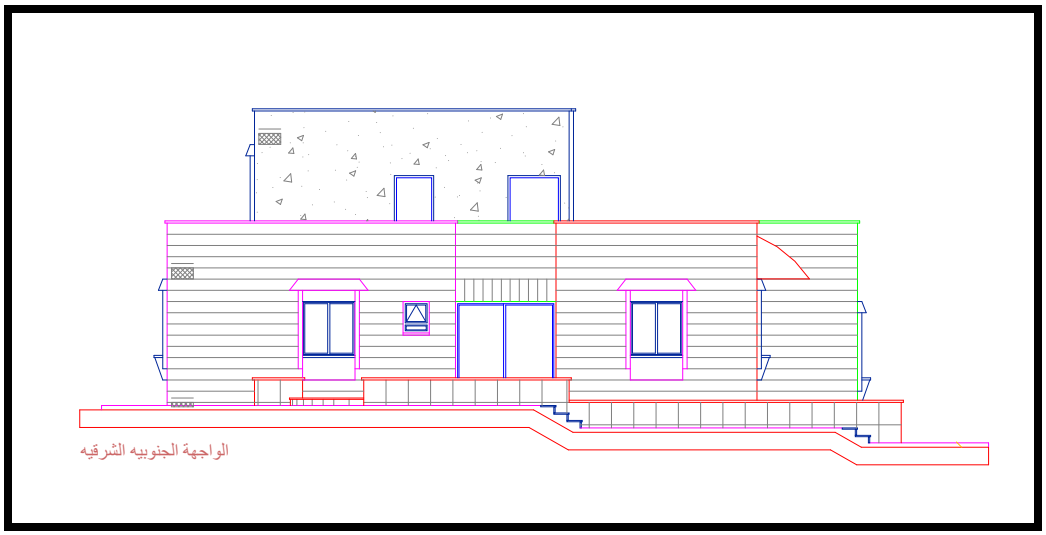
الشبابيك عادية في الحجم و حجر إطاراتها أملس النوع، ليس هناك أي مدخل في هذه الواجهة.



شكل رقم (2.7) الواجهة الجنوبية - الغربية

2.5.4 الواجهة الجنوبية - الشرقية:

تتكون هذه الواجهة من عدة كتل وحجرها مسمسم ، هناك ميلان في الأرض من هذه الجهة يعطي مظرا جميلا للواجهة ، الشبابيك عادية في الحجم وحجر إطاراتها كباقي الواجهات حجر أملس .



شكل رقم (2.8) الواجهة الجنوبية - الشرقية

2.6 وصف الحركة في المبنى:

الحركة في المبنى سهلة وواضحة ، فمن المدخلين الرئيسيين يمكن الوصول للصالون والصالة وبعدها إلى غرف النوم التي تقع على خط مستقيم تقريبا .

الفصل الثالث

3- وصف العناصر الإنشائية:-

3.1 المقدمة:

بعد إتمام الوصف المعماري في الفصل الثاني لهذا المشروع ننتقل إلى مرحلة جديدة يتم فيها عملية التصميم الإنشائي للمبنى وتشمل توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية وكذلك تصميم هذه العناصر حسب الأحمال المؤثرة .

تصميم العناصر الإنشائية بالاعتماد على الكود الأمريكي(ACI-Code 318-02) والكود الأردني، وذلك لتوفير الدقة والإتقان في التصميم من اجل الوصول التصميم الإنشائي الأمثل للمبنى

3.2 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي حامل آمن واقتصادي حيث يتم تصميم مختلف هذه العناصر حسب متطلبات الكود بما يوفر الأمان والكلفة الاقتصادية لها.، حيث أن عوامل الأمان يتم تحقيقها عبر تصميم مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الأخرى و الإجهادات الناتجة عنها ، أما عنصر التكلفة فيتم تحقيقه عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة ومقاطع منخفضة التكلفة.

3.3 الاختبارات العلمية :

تقتصر الاختبارات اللازمة لتصميم المشروع هنا على الاختبار الأساسي اللازم وهو متعلق بقوة تحمل التربة المراد التأسيس عليها ولكن في الوقت نفسه سيتم اعتماد قيمة افتراضية لتحمل التربة , وذلك لأنه لم يتم إجراء

اختبارات معملية على التربة المراد التأسيس عليها.

ولكن مع طبيعة الأرض ومن المساكن والأبنية المجاورة للمبنى المراد بنائه ، علمنا ان التربة صخرية وتم افتراض قوة تحمل التربة ($٤ Kg/cm^3$).

3.4 الأحمال:

تتعرض العناصر الإنشائية للمبنى لمختلف الأحمال حيث يجب أن تكون قادرة على نقل تلك الأحمال الواقعة عليها دون أن تنهار ، ويجب تحديد الأحمال الواقعة عليها بشكل صحيح و دقيق.

قبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي يجب أن يكون المصمم ملما وبشكل جيد بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها لان أي خطا في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي .

ومن طبيعة مشروعنا هذا وجدنا انه يتعرض للأنواع التالية من الأحمال :

3.4.1 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم و أوزان عناصر التشطيب ، لذلك فان الأحمال الميتة لأي منشأ تضم الوزن الذاتي لكل من بلاطة السقف، الجسور ، الأعمدة، الجدران وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك .

وعملية تحديد وحساب الأحمال تتم من خلال معرفة أبعاد و الكثافات النوعي للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية ، وتتمثل في اغلب الأحيان في الخرسانة وحديد التسليح والقصارة

والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج ، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى والجدول رقم (٣.١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة:

جدول (3.1) يبين الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة .

NO.	MATERIAL	QUALITY DENSITY
1.	Tile	2200 Kg/m³
2	Mortar	2300 Kg/m³
3.	Sand	1700 Kg/m³
4.	Concrete panel	2500 Kg/m³
5.	Block	1000 Kg/m³
6.	Plaster	2300 Kg/m³

للقواطع (δ=١٠٠) = 125 Kg/m²

3.4.2 الأحمال الحية :

وهي الأوزان التي تعتمد على نوع المنشأ فهي للمباني السكنية تساوي(200 kg /m²)حسب المواصفات

وهذه الأحمال يمكن تقسيمها إلى قسمين :

- أحمال حية قصيرة الأمد مثل وزن الأشخاص
- أحمال حية طويلة الأمد مثل الأثاث والمعدات والآلات .

ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول الموضوعة لهذا الغرض . و الجدول رقم (3.2) يوضح قيم الأحمال الحية الواقعة على الأماكن والمساحات المختلفة حسب وظيفتها في المبنى .

جدول(3.2) الاحمال الحية لعناصر المبنى

NO.	TYPE OF AREA	LIVE LOADS(KG/M²)
1.	Parking	500
2.	Restaurants	500
3.	Roofs	150
4.	Stores	500
5.	Stairs	350

3.4.3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الرياح والثلوج والزلازل، وهذه الأحمال تعتبر متغيرة من حيث المقدار والاتجاه وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير .

3.4.3.1 أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ وتؤدي إلى تولد عزوم وقوى قص إضافية ، لذلك يجب أن يكون المبنى مصمما لمقاومة هذه الأحمال وذلك عن طريق استخدام جدران القص .

3.4.3.2 أحمال الرياح :

تعتمد أحمال الرياح على سرعة الرياح القصوى وعلى ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وعلى شكل المبنى وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى . وتكون أحمال الرياح متغيرة في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد قيم سرعة الرياح حيث يتم بعد ذلك معرفة ضغط الرياح المؤثرة على المبنى ومنه يتم تحديد قوة الرياح وتغيرها حسب ارتفاع المبنى وشكله وموقعه .... الخ .

تتم مقاومة أحمال الرياح باستخدام جدران القص في المبنى والمتمثلة في جدران بيت الدرج أو جدران خرسانية مصمتة في الاتجاهين الطولي والعرضي .

3.4.3.3 أحمال الثلوج:

وهي الأحمال التي يتم تحديدها اعتمادا على موقع المنطقة جغرافيا وذلك حسب ارتفاعها عن سطح البحر وحيث أن الأحمال الحية التي تم اعتمادها في التصميم تفوق مقدارا أحمال الثلوج المعتمدة في الخليل والمناطق المحيطة بها مثل بلدة الظاهرية فقد تم الاكتفاء بقيمة الأحمال الحية وإهمال أحمال الثلوج .

وقد تم اعتماد أحمال حية قيمتها(200kg/m) .

3.5 العناصر الإنشائية:

3.5.1 السقف:

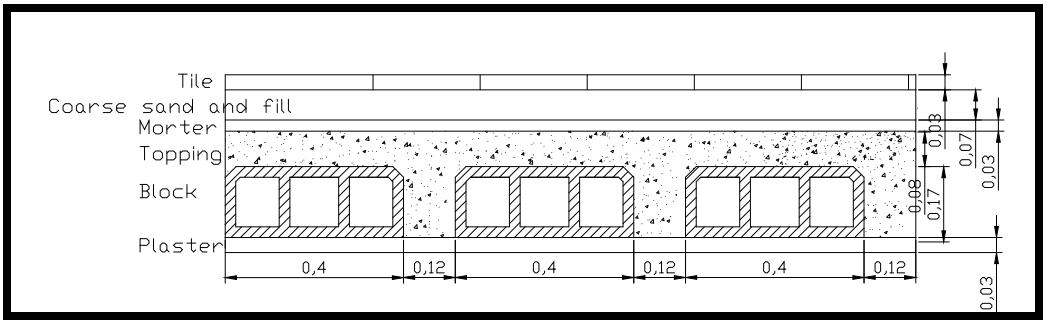
يعتمد نوع السقف المستخدم بشكل رئيسي على عوامل مختلفة ، منها ما يتعلق بأمور إنشائية مثل الأبعاد بين الأعمدة والجسور الحاملة، ومنها ما هو تقني يتعلق بمهارة العمال وتوفر المعدات والقدرة على التنفيذ ، ومنها ما يتعلق بالكلفة الاقتصادية وعوامل أخرى كثيرة لا مجال لذكرها هنا ومن أنواع الأسقف الشائع استخدامها في بلادنا :

١سقف عصب باتجاه واحد

٢.سقف عصب باتجاهين

٣. الأسقف المصمتة في اتجاه واحد واتجاهين .

في هذا المشروع سيتم استخدام أنواع مختلفة من الأسقف بما يتناسب مع الهدف الأساسي من المشروع وهو عمل التصاميم المختلفة للبلاطات سواء مصمتة أو باستخدام الطوب بالإضافة إلى تصميم جميع العناصر الإنشائية .



شكل رقم (3.1) مقطع لسقف عصب

3.5.2 الأعصاب:

تختلف سماكة السقف باختلاف نوعه فالسقف الذي تحتوي على الطوب يكون سماكته أكبر من الأسقف المصمتة ، الأعصاب في الأسقف ذات الطوب المفرغ تقوم بعمل الجسور الثانوية والتي تقوم بنقل الأحمال من البلاطات إلى الجسور الرئيسية وتكون هذه الأعصاب مخفية في جسم السقف ويتم تحديد عمقها أولا ومنه يتم تحديد سمك السقف ككل واختيار الطوب المفرغ المستخدم وسيتم تحديد سماكة وعرض الأعصاب ، وذلك تبعا لنوع العقدة المستخدمة ، والشكل (٣.١) يبين مقطع عام لسقف ذي اعصاب وبلوكات خرسانية مفرغة .

3.5.3 الجسور:

هي عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب أو الجسور الثانوية إلى الأعمدة وهي نوعين جسور

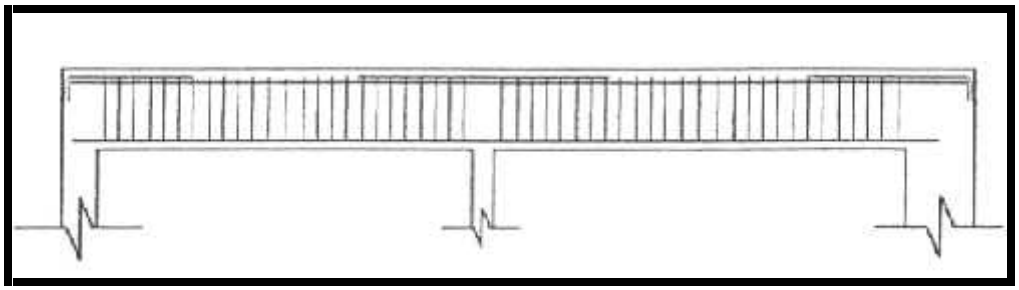
مسحورة أي مخفية داخل العقدات والجسور المدلاة وهي التي تبرز عن العقدة .

تعتمد عملية تصميم الجسور على الأحمال الواقعة عليها من العقدات ، سوف يتم تصميم الجسور

طبقا لنوع السقف فقد تكون مدلاه وقد تكون مخفية- وعادة تحتاج الجسور المخفية إلى حديد

تسليح أكثر إلا أنها أفضل من الناحية الجمالية المعمارية حيث تكون مع العقدة سطح مستو خال

من البروزات والحواجز.



شكل رقم (3.2) مقطع لجسر نموذجي

3.5.4 الأعمدة:

هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات ، حيث يعتمد عليها

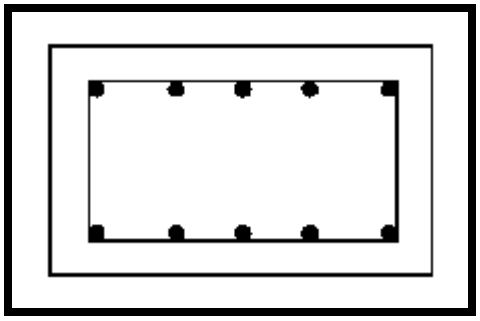
استقرار المبنى وثباته وانهيار الأعمدة يعني انهيار المبنى بالكامل .

بعد أن يتم تصميم العقدات تصميما كاملا يتم حساب الأحمال المنقولة من هذه العناصر إلى الأعمدة، التي تقوم

بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات ، وهذه الأحمال التي تنتقل من البلاطات إلى

الجسور ومن ثم إلى الأعمدة تزداد كلما اتجهنا إلى الطوابق السفلية للمبنى حيث يتم تصميم

الأعمدة ابتداء من الطابق العلوي وانتهاء بأعمدة الطابق السفلي .



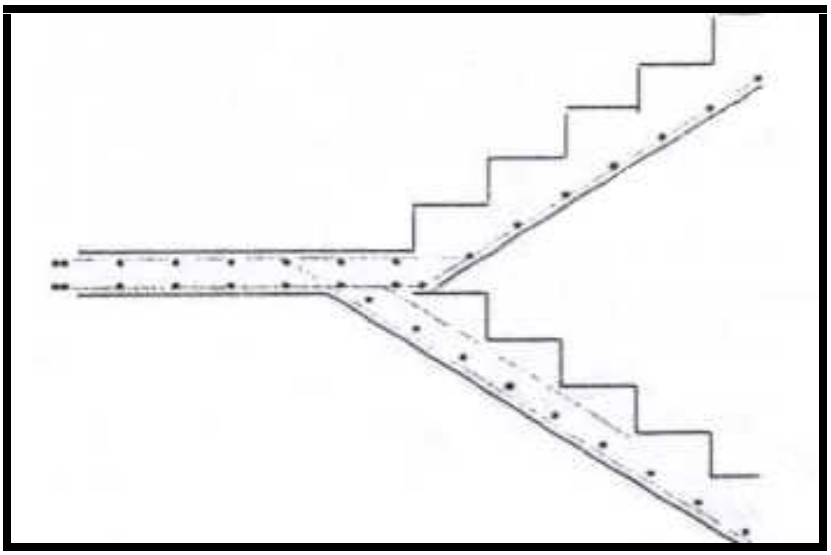
شكل رقم (3.3) مقطع لعمود نموذجي

3.5.5 الجدران الحاملة (جدران القص):

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى الرأسية والمتمثلة في الأحمال المنقولة إليها من البلاطات والجسور وكذلك وزنها الذاتي والقوى الأفقية المتمثلة في أحمال الرياح و أحمال الزلازل المنقولة إليها من الجدران الخارجية عن طريق جسم العقدة ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى حتى الطابق العلوي في المبنى .

3.5.6 الأدراج:

تستعمل الأدراج أو السلالم بهدف الانتقال الرأسي داخل المبنى ،ويتم التصميم الإنشائي لادرج المبنى على الأحمال الرئيسية الحية أو الميتة حسب المواصفات .



شكل رقم (3.4) يبين تفصيلة لادرج نموذجي

3.5.7 الأساسات:

تعتبر الأساسات العنصر الإنشائي الأخير في عملية تسلسل نقل الأحمال الراسية من البلاطات، وتعتبر عملية تصميم الأساسات العملية الأخيرة بعد أن يتم تصميم جميع العناصر الإنشائية الأخرى مثل البلاطات والجسور والأعمدة وذلك لمعرفة مقدار القوى المنقولة إلى مستوى الأساسات حيث يتم بناءا عليها تصميم الأساسات، كما أن طبيعة الموقع ونوعية تربة التأسيس تلعب الدور الأساسي في تحديد نوع الأساس .

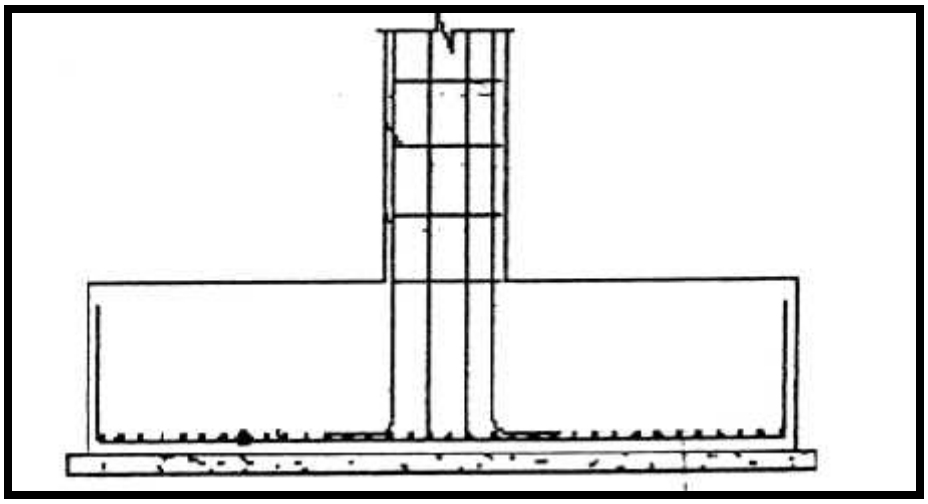
ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا للأحمال الواقعة على كل أساس وموقع هذه

الأساسات والعناصر التي تخدمها .

وبناءا على قوة تحمل التربة التي تم اعتمادها وطبيعة أحمال المبنى تم تحديد نوعية الأساسات المستخدمة

مبدئيا كأساسات منفردة مستطيلة أو مربعة الشكل ، وأما بالنسبة لبيت الدرج فان الأساس المستخدم هو الأساس المستمر لوجود جدران

القص ، ويبين الشكل (٥.٣) مقطع لأساس مفرد.



شكل رقم (3.5)يبين مقطع لأساس

3.6 برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة محددة ومعروفة ، حيث سيتم استخدام برنامج الرسم (AutoCAD 2004) في هذا المشروع لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية وعمل المخططات الإنشائية لها.

كما سيتم استخدام برنامج (STAAD PRO 2004) في تحليل البلاطات والجسور .

كما سيتم استخدام برنامج (Atir) لتحليل وتصميم مقاطع العناصر الخرسانية المختلفة من أعصاب وجسور وأعمدة .

كما سيتم استخدام برنامج (Prokon) لتحليل وتصميم العناصر الانشائية .

Chapter Four:

4. Structural Analysis and Design:-

4.1 Introduction:

In this chapter, the structural analysis and design for slab ,ribs, beams will be considered, where in this chapter we will start analysis and design , one way ribbed slab using a computer program called " Atir soft ware " to find the internal forces deflection and moment for the ribbed slabs , beams, column and footing .

And by use anther program the shear wall will be designed .

also in the end of this chapter the solid slab will designed .

this calculation started step by step from the roof to the foundation .

4.2 Design of ribs

4.2.1 Determination of slab thickness:

Design of rib will be as it is aTbeam with T-section

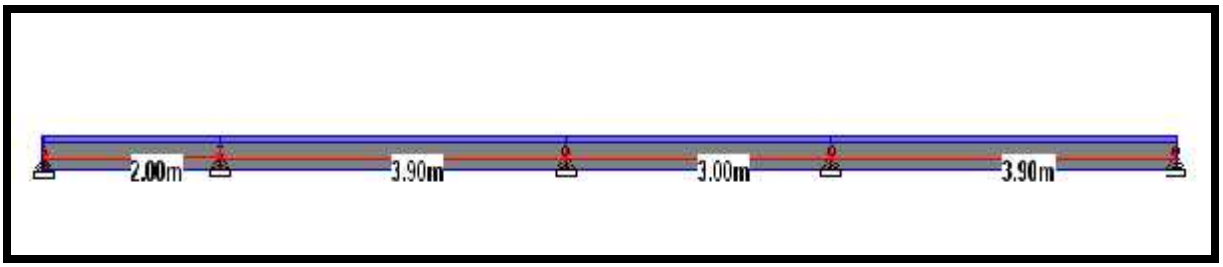


Fig (4.2.1) ribs

4.2.1 Determination of thickness of slab:-

Spans from left to right:

L/21 = 3.9/21 =0.186 m =18.6 cm

L/18.5 = 3.9 /18.5 =0.211 m =21.1 cm

Select Block thickness 17 cm & topping 8 cm so h = 25 cm

The design for 2m , 3.9m ,3m ,3.9m spans are as fallows:

Effective flange width (b_E) according to **ACI** code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 390/ 4 = 97.5 cm

$b_E = b_w + 16\ t = 12 + 16\ (8) = 140$ cm

b_E = C/C spacing = 52 cm

use b_E = 52 cm.

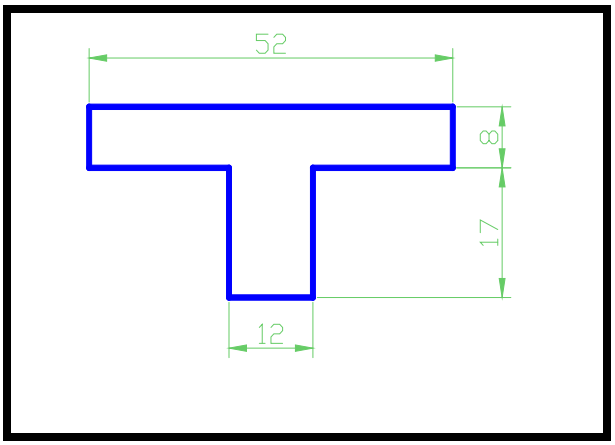


Fig (4.2.2) T-section Typical

Load calculations:-

Dead load:

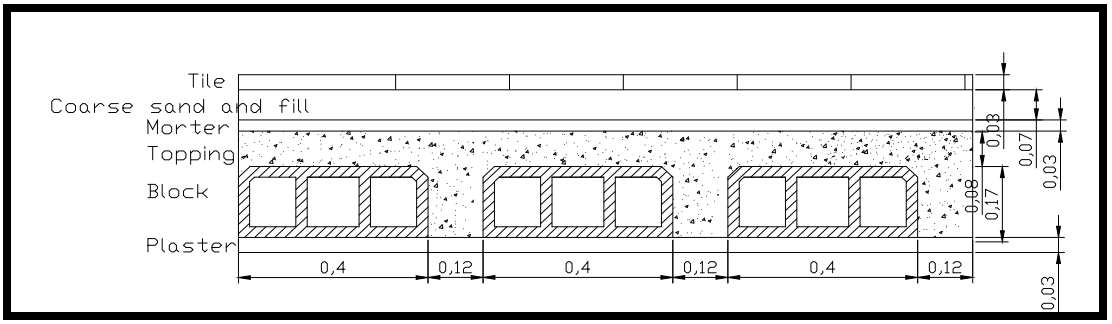


Fig (4.2.3) section in Slab

Tiles = (0.03)(0.52) 2200=34.32 Kg/ m

Mortar = (0.03)(0.52)2300 = 35.88 Kg/ m

Coarse sand fill = (0.07)(0.52) 1700=61.88 Kg/ m

Topping =(0.08)(0.52) 2500 =104 Kg/ m

Concrete Rib =(0.17)(0.12) 2500 =51 Kg/ m

Block =(0.17)(0.40) 1000 =68Kg/ m

Plaster = (0.03)(0.52)2300 =35.88 Kg/ m

Partitions (δ = 0.10 m) = 1۳۵ Kg/m² (0.52) =65 Kg/ m

Total Dead Load = 61.88+34.32+104+51+68+35.88+65 + 35.88 = 455.84 Kg/ m
= 4.56 KN/ m

Factored total dead load = 1.2 * 4.56 KN/ m

For residential = LL=200 Kg/m²

LL = 200* 0.52 = 104 Kg/m

= 1.04 KN/m

Factored live load = 1.6 * 1.04 =1.66 KN/ m

4.2.2 Design of Topping:-

Dead load of rib =b*h*D

= 0.12* 0.17 *25

= 0.51 KN/m

DL= (4.56 /0.52) – (0.51/0.52) = 7.79 KN/m²

Wu = 1.2(DL) + 1.6 (LL)

= 1.2(7.79) + 1.6 (2) = 12.55 KN/m²

Calculations of ultimate moments:

Assuming that the slab has 1m width and fixed at support points (ribs)

Wu = 12.55*1 = 12.55 KN/ m

And fc` =24 MPa

$$Mu = \left(\frac{Wu \times L^2}{12} \right)$$

$$Mu = \left(\frac{12.55 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.167 \text{ KN.m}$$

$$Mn = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.67 cm^3$$

$$f_r = \frac{5}{12}\sqrt{f'_c}(MPa) = \frac{5}{12}\sqrt{24} = 2.041(MPa) = 2.041\times10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mn} = (2.041\times10^3)\left(\frac{1066.67}{1000000}\right) = ٢.١٧ \text{ KN.m},$$

Note $\Phi = 0.55$ for plain concrete

$\Phi\text{Mn} = 0.55\times٢.١٧ = ١.١٩٧$ KN.m

$\Phi\text{Mn} = 1.197$ KN.m > Mu = 0.167 KN.m

Reinforcement is not required for structural reasons.

$\therefore$ Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

According to (ACI Code 7.12.2.1.b).

Slabs where Grade 60 deformed bars or welded wire reinforcement are used

$\rho = 0.0018$

$A_s = 0.0018\ (100)\ (8) = 1.44\ \text{cm}^2/1\text{m}$

Select Φ 8 @ 30cm

Provided $A_s = 2.01\ \text{cm}^2/1\text{m}$

4.2.3 Rib Design R1 in the first basement floor:

4.2.3.1 Design of positive moment:

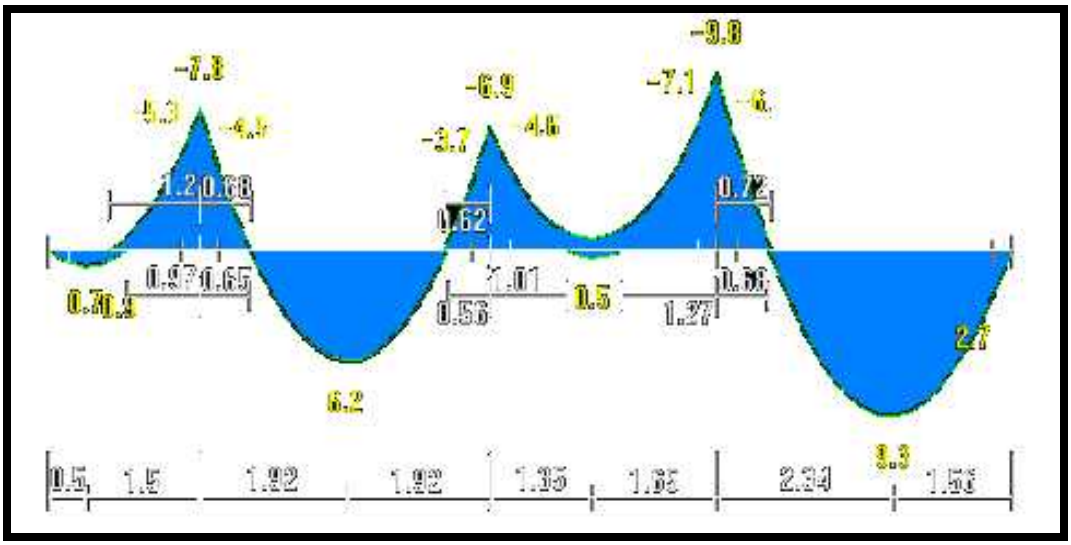


Fig (4.2.4) Moment Diagram

First span (L= 2.0 m) :

Mu =1.6 KN.m

Mn = Mu/ 0.9 = 1.6 / 0.9 = 1.78 KN.m = 0.178 t.m

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

For a = t = 8cm

C = 0.85 $f`c$ `t b_E = 0.85 (0.24) (8) (52) =84.86 t

d= h - Cover - db/2 = 25-2-0.8/2 = 22.6 cm.

Mn = T (d – 0.5 a) = 84.86 (22.6– 0.5 (8) / 100) = 15.78 t.m

Where T=C

Mn available = 15.78 t.m > Mn required = 0.178 t.m

Design as a rectangular section with bE = 52 cm

Determine ° max:

$$\frac{0.003}{X_{max}} = \frac{0.004 + 0.003}{22.6}$$

Xmax = 9.68 cm

$a_{max.} = \beta$ Xmax = 0.85 (9.68) = 8.23cm.

C = 0.85 × fc' × a × b = 0.85 × 0.24 × 8.23× 52= 87.33 t

Mn = T or C *((d – 0.5 a)/100).

$Mn_{max.}$ = 87.33* (22.6 – 0.5(8.23)) /100 = 16.14 t.m.

Rn max = Mn / (b* d^2)

= 16.14*10^5 / 52 * $(22.6)^2$ = 60.77 Kg / cm²

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}\right)$$

$$\rho_{max} = \frac{0.85 \times 24}{420}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 60.77}{0.85 \times 240}}\right) = 0.0177$$

As max = ° max bd = 0.0177*52*22.6= 20.8cm²

Determine ° min:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(bw)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(22.6) \geq \frac{1.4}{420}(12)(22.6)$$

$A_{s\ min} = 0.791 \leq 0.904$

$A_{s\ min} = 0.904\ cm^2$ **Control**.

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.178 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 0.670\ kg / cm^2$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.670}{4200}}\right) = 0.00016$$

A *s* (req) = 0.00016 (52) (20.6) = 0.188 cm² < As min =0.904 cm² .

Use As min =0.904 cm²

Number of bars = As (req) / Area of bar (Φ 10) = 0.904 / 0.7854

= 1.15 bars .

Select 2 Φ10

As provided for 2 Φ10= 1.57cm².

As min <As provided < As max

Second span (L= 3.85 m) :

Mu = 6.2 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 = 6.2 / 0.9 =6.89 KN.m = 0.689 t.m

Mn = 0.689 t.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.689 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 2.59\,kg / cm^2$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.59}{4200}}\right) = 0.00062$$

A *s* (req) = 0.00062*(52)*(22.6) = 0.73 cm² < As min =0.904 cm² .

Use As =0.904 cm²

Number of bars = As (req) / Area of bar (Φ 10) = 0.904 / 0.7854

= 1.15 bars.

Select 2 Φ10

As provided for 2 Φ10= 1.57cm².

As min <As provided < As max

Third span (L= 3 m) :

Mu = 0.5 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 =0.5/0.9 = 0.56 KN.m = 0.056 t.m

Mn = 0.056 t.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.056 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 0.21\,kg / cm^2$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.21}{4200}}\right) = 0.00005$$

A *s* (req) = 0.00005×(52) × (22.6) = 0.059 cm² < As min =0.904 cm² .

Use As min =0.904 cm²

Number of bars = As (req) / Area of bar (Φ 10) = 0.904 / 0.7854

= 1.15 bars .

Select 2 Φ10

As provided for 2 Φ10= 1.57cm².

As min <As provided < As max

Fourth span (L= 3.9 m) :

Mu = 9.3 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 =9.3/0.9= 10.33 KN.m = 1.033t.m

Mn = 1.033 t.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.033 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 3.89\,kg / cm^2$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.89}{4200}}\right) = 0.00094$$

A *s* (req) = 0.00094*(52)*(22.6) = 1.1 cm² > As min =0.904cm² .

Number of bars = 1.1 / Area of bar (Φ 10) = 1.1 / 0.7854= 1.4 .

Select 2 Φ10.

As provided for 2 Φ10= 1.57cm².

As min <As provided < As max

4.2.3.2 Design of Negative Moment:

Using Atir software the following moment values appears

1 - reinforcement of support (B):-

Mu = 7.8 KN.m =0.78 t.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with (b=bw)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.1) as follows:

B = bw =12 cm.

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(22.6) \geq \frac{1.4}{420}(12)(22.6)$$

$$A_s\ \min = 0.79 \leq 0.904$$

$$\Rightarrow A_s\ \min = 0.904\ cm^2 .$$

Mn = Mu/ 0.9 = 0.78 / 0.9 = 0.867 t.m.

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bwd^2} = \frac{0.867 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 3.26\ kg/cm^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.26}{4200}}\right) = 0.00078 .$$

As =0.00078*12*22.6 = 0.21 cm².

0.21cm² < As min =0.904 cm²

use As min = 0.904 cm²

Number of required(Φ 10) bars = As (req) / Area of bar (Φ 10)

= 0.904/ 0.785= 1.15bars .

select 2Φ10.

As provided for 2 Φ10 = 1.57cm² .

As min <As provided < As max

2- reinforcement of support (C):-

Mu = 6.9 KN.m =0.69 t.m

Mn = Mu/ 0.9 = 0.69 / 0.9 =0.77 t.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bwd^2} = \frac{0.77 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 2.89\ kg / cm^2 \updownarrow$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.89}{4200}}\right) = 0.00069 \quad .$$

As =0.00069*12*22.6 = 0.19 cm².

0.19 cm² < As min =0.904cm²

use As min = 0.904 cm²

Number of required(Φ 10) bars = As (req) / Area of bar (Φ 10)

= 0.904/ 0.785= 1.13 bars .

select 2Φ10.

As provided for 2Φ10 = 1.57 cm² .

As min <As provided < As max

3- reinforcement of support (D):-

Mu =9.8 KN.m =0.98 t.m

Mn = Mu/ 0.9 = 0.98/ 0.9 =1.1 t.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bwd^2} = \frac{1.1 * 10^5}{52 * 22.6^2} = 4.14\ kg / cm^2$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.14}{4200}}\right) = 0.00099 \quad .$$

As =0.00099*12*22.6 = 0.268 cm².

0.268cm² < As min =0.904cm²

use As min = 0.904cm²

Number of required(Φ 10) bars = As (req) / Area of bar (Φ 10)

= 0.904/ 0.785= 1.13 bars .

select 2Φ10.

As provided for 2Φ10 = 1.57 cm² .

4.2.4 Design of shear :

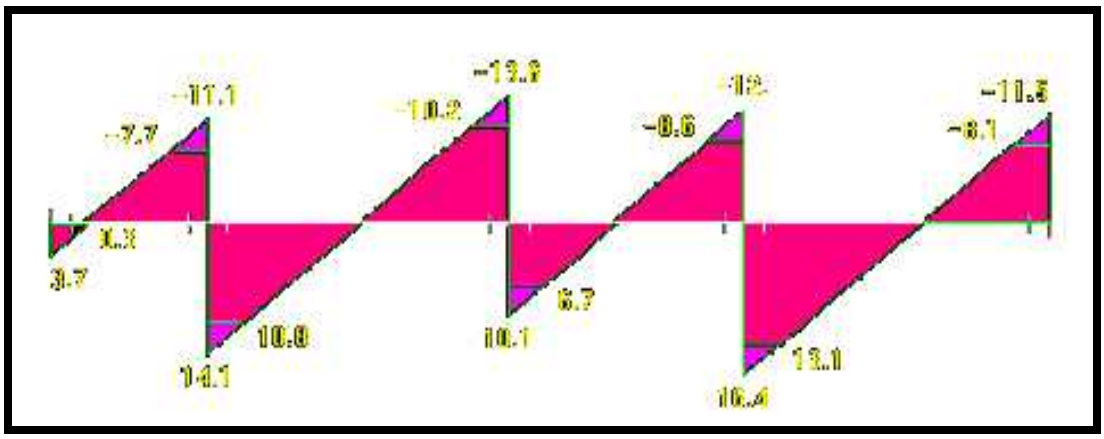


Fig (4.2.5) Shear diagram

Span [1] :

Max Vu = 0.77t At the face of support at distance (d =22.6 cm) from the face of the support

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(12)(22.6)\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.66\text{t}$$

Vu=0.77t.

Vu < 0.5*Φ Vc .

0.77 < 0.83

No need for Minimum shear reinforcement.

Span [2] :

Max Vu = 1.08t At the face of support at distance (d =22.6 cm) from the face of the support

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(12)(22.6)\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.66\text{t}$$

Vu=1.08 t.

Φ Vc > Vu > 0.5*Φ Vc .

1.66> 1.08 > 0.83

Minimum reinforcement is required Except for .

- Slabs & footings .
- floor joist Construction .
- Beams With total depth max of 25 cm or 2.5*tf or 0.5bw .

Since we have a rib joist construction in this case, so,……No need for shear reinforcement.

Span [3] :

Max Vu = 0.86t At the face of support at distance (d =22.6 cm) from the face of the support

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(12)(22.6)\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.66\text{t}$$

Vu=0.86t.

Φ Vc > Vu > 0.5*Φ Vc .

1.66> 0.86> 0.83

Minimum reinforcement is required Except for .

- Slabs & footings .
- floor joist Construction .
- Beams With total depth max of 25 cm or 2.5*tf or 0.5bw .

Since we have a rib joist construction in this case, so,……No need for shear reinforcement.

Span [4] :

Max Vu = 1.31t At the face of support at distance (d =22.6 cm) from the face of the support

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(12)(22.6)\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.66\text{t}$$

Vu=1.31t.

Φ Vc > Vu > 0.5*Φ Vc .

1.66> 1.31> 0.83

Minimum reinforcement is required Except for .

- Slabs & footings .
- floor joist Construction .
- Beams With total depth max of 25 cm or 2.5*tf or 0.5bw .

Since we have a rib joist construction in this case, so,……No need for shear reinforcement.

4.2.5 Deflection Limitation

as ACI – 318 – Code-2002

the value of Deflection should not exceed L/480

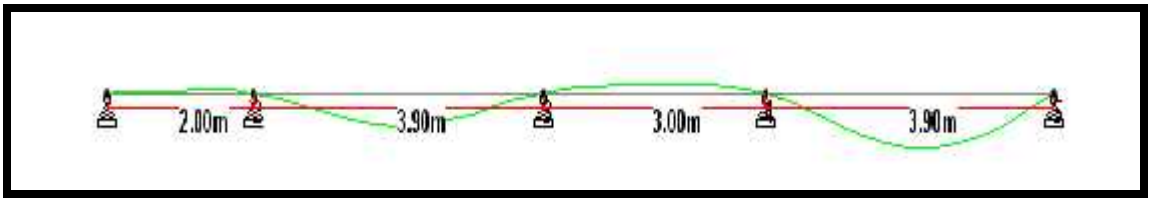


Fig (4.2.6) Deflection diagram

For span 1:

By Atir software. We find tow value of Deflection

L=2m = 2000 mm

The Value is L/40604= 2000/40604 = 0.0493 mm

This value should not exceed

2000/480 = 4.167 mm

0.0384 mm < 4.167 mm ….. ok

For span 2:

By Atir software. We find tow value of Deflection

L=3.85 m = 3850 mm

The Value is L/6755= 3850/6755 = 0.569 mm

This value should not exceed

3850/480 = 8.02 mm

0.569 mm < 8.02 mm ….. ok

For span 3:

By Atir software. We find tow value of Deflection

L=3 m = 3000 mm

The Value is L/20403= 3000/20403 = 0.147 mm

This value should not exceed

3000/480 = 6.25 mm

0.147 mm < 6.25 mm ….. ok

For span 4:

By Atir software. We find tow value of Deflection

L=3.9 m = 3900 mm

The Value is L/3973= 3900/3973 = 0.982 mm

This value should not exceed

3900/480 = 8.125 mm

0.982 mm < 8.125 mm ….. ok

Table (4.1) Ribs:

Rib No.	Span Length	rib Width	positive steel		negative steel	
			Number of Bars	Diameter of Bar-mm	Number of Bars	Diameter of Bar-mm
R1	2	12	2	10	2	10
	3.85	12	2	10	2	10
	3	12	2	10	2	10
	3.9	12	2	10	2	10
					2	10
R2	2	12	2	10	2	10
	3.85	12	2	10	2	10
					2	10
R3	3.9	12	2	10	2	10
					2	10
R4	2	12	2	10	2	10
	3.85	12	2	10	2	10
	3	12	2	10	2	10
	2.98	12	2	10	2	10
					2	10
R5	3.85	12	2	10	2	10
					2	10
R6	3.9	12	2	10	2	10
	2.3	12	2	10	2	10
					2	10
R7	4	12	2	10	2	10
	2.4	12	2	10	2	10

4.3 Design of Beams:

4.3.1 load calculations:-

B7:

Fig (4.3.1) Beam (B7)

Assuming Φ14 in main reinforcement.

d = H- cover – db (stirrups) - (Db / 2) = 25 – 4 – 1- 0.7 =19.3cm.

Let B =60 cm.

H= 25 cm.

Load of the beam (B∀):

From rib analysis we found the reaction of beam = 21.7KN/m

Self weight = 25*0.25*0.6 = 3.75KN /m.

Dead load =21.7+3.75 =25.45KN /m

Live load = 2 KN/m

Determine ° max:

$$\frac{0.003}{X_{max}} = \frac{0.004 + 0.003}{19.3}$$

Xmax = 8.27 cm

$a_{max.} = \beta$ Xmax = 0.85 (8.27) = 7.03cm.

C = 0.85 × fc' × a × d = 0.85 × 0.24 × 7.03× 60= 86.056 t

Mn = T or C *((d – 0.5 a)/100).

$Mn_{max.}$ = 86.056* (19.3 – 0.5(7.03)) /100 = 13.58 t.m.

Rn max = Mn / (b* d^2)

= 13.58*10^5 / 60 * $(19.3)^2$ = 60.78 Kg / cm²

$$\rho = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\rho\,max = \frac{0.85\times 24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 60.78}{0.85\times 240}}\right)= 0.0177$$

$\rho = 0.5^{*}\ \rho\,max = 0.5^{*}\ 0.0177 = 0.00885$

As max = ρ max bd = 0.0177*60*19.3= 20.49cm²

T= As max *Fy = 20.49*4.2 = 86.058 t

$\rho\,min = \frac{1.4}{fy}$ = <u>0.00333</u> control

or = $\frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}$ = 0.002916

ρ =0.00885 > ρ min =0.00333

From moment Diagram for B7 we find Mu max = 60.9 KN.m

Mn = 60.9/0.9 = 67.67 KN.m = 6.767 t.m

13.58> 6.767 ∴ Singly reinforcement.

Rn req = ρ *FY*(1 – 0.5 ρ *m) = 0.0885*420 *(1 – (0.5*0.0885*20.6).

Rn req = 3.3 Mpa =33.0Kg/cm^2.

Rn = Mn / (b* d^2)

33.0= 6.767*10^5 / b *19.3^2

b =55.05 cm.

Let b =60 cm.

4.3.2 Positive Moment:

1-Design of spans [1]:

By using atir software, we found that the envelop for bending moment for this beam according to its spans, supports & loads acting on it is like so.

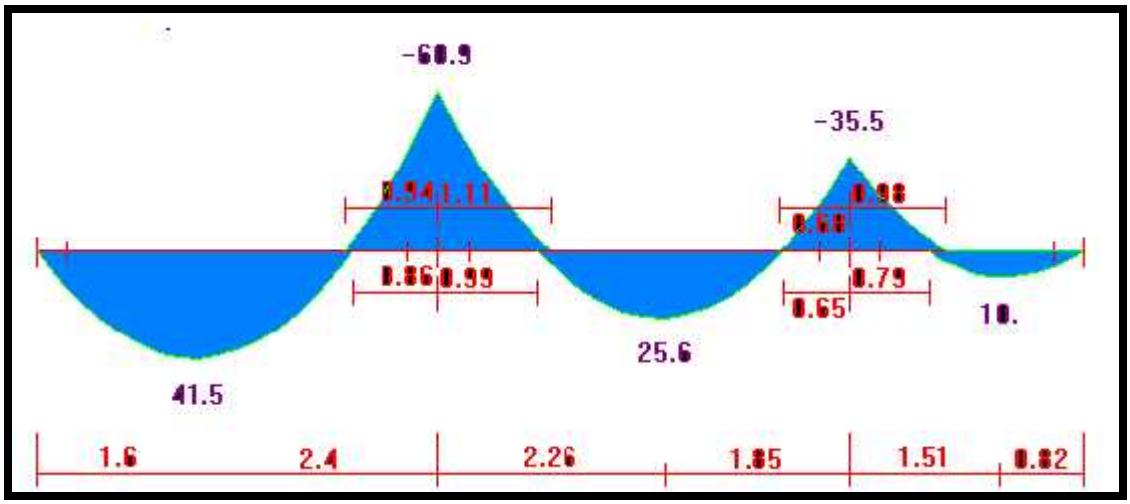


Fig (4.3.2) Moment diagram

Mu = 41.5 KN/m

Mn = 41.5/.9 =46.11 KN/m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{46.11\times10^4}{60\times19.3^2} = 20.63\left(Kg/cm^2\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\times24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.63}{0.85\times240}}\right) = 0.00519$$

° min < ° req< ° max

0.00333<0.00519<0.0177

$A_s = \rho \times b \times d$

$A_s = 0.00519 \times (60) \times (19.3) = 6.01 cm^2$.

Select 4Φ 14 mm

As provided = 6.16cm².

Check: yielding of tension steel.

a=As fy /0.85*fc'*b =6.16*420/0.85*24*60

a=2.11cm

Actual x = a / β = 2.11 / 0.85 = 2.48cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{19.1} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{2.48} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{19.1}$$

$$\varepsilon_s = 0.020 > \varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

∴ ***Tension steel is yielding*** ∴ ***OK.***

Act Mn = T or C *((d – 0.5*a)/100)

Act Mn = As* Fy *((d – 0.5*a)/100)= 6.16*4.2((19.1 – 0.5*2.48)/100)

Actual Mn = 4.62 Ton.m.

Actual Mn > Mn req

4.62> 4.15 OK.

Check Minimum Distance Between bars :

Minimum Distance = the larger of

d_b = 14mm

or 25mm

Distance = b -2*cover - #bars *d_b -2* Φ stirrup/#of spaces

Distance = 600 -2*40 - 4 *14-2* ١٠/3= 148mm

25mm<Distance=148mm **its ok**

2-Design of spans [2]:

Mu = 25.5KN/m

Mn = 25.5/.9 =28.33 KN/m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{28.33\times10^4}{60\times19.3^2} = 12.67\left(Kg/cm^2\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\times24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times12.67}{0.85\times240}}\right) = 0.00312$$

$\circ$ req< $\circ$ min

0.00312<0.00333

$As = \circ \times b \times d$

$As = 0.00333\times (60)\times (19.3) = 3.85\ cm^2$.

Select 3Φ14 mm

As provided = 4.62 cm².

Check: yielding of tension steel.

a=As fy /0.85*fc'*b =4.62*420/0.85*24*50

a=1.9 cm

Actual x = a / β = 1.9 / 0.85 = 2.24cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.1} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{2.24} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.1}$$

$\varepsilon^s = 0.0226 > \varepsilon^y = 0.0021$

$\therefore$ ***Tension steel is yielding*** $\therefore$ ***OK.***

Act Mn = T or C *((d – 0.5*a)/100)

Act Mn = As* Fy *((d – 0.5*a)/100)= 4.62*4.2((19.1 – 0.5*1.9)/100)

Actual Mn = 3.52 Ton.m.

Actual Mn > Mn req

3.52> 3.311 OK.

Check Minimum Distance Between bars :

Minimum Distance = the larger of

d*b* = 14mm

or 25mm

Distance = b -2*cover - #bars *d*b* -2* Φ stirrup/#of spaces

Distance = 600 -2*40 - 3 *14-2* 8/2= 231mm

25mm<Distance=231mm **its ok**

3-Design of spans [3]:

Mu =10

Mn = 10/.9 =11.11 KN/m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.11\times10^4}{60\times19.3^2} = 4.97\left(Kg/cm^2\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\times24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times4.97}{0.85\times240}}\right)= 0.0012$$

° req< ° min

0.0012<0.00333

A*s* = ° ×b ×d

A*s* = 0.00333× (60) × (19.3) = 3.85 cm^2 .

Select 3Φ14 mm

As provided = 4.62 cm².

Check: yielding of tension steel.

a=As fy /0.85*fc'*b =4.62*420/0.85*24*50

a=1.9 cm

Actual x = a / β = 1.9 / 0.85 = 2.24cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{£s + 0.003}{19.1} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{2.24} = \frac{£s + 0.003}{19.1}$$

$\varepsilon^{s} = 0.0226 > \varepsilon^{y} = 0.0021$

∴ ***Tension steel is yielding*** ∴ ***OK.***

Act Mn = T or C *((d – 0.5*a)/100)

Act Mn = As* Fy *((d – 0.5*a)/100)= 4.62*4.2((19.1 – 0.5*1.9)/100)

Actual Mn = 3.52 Ton.m.

Actual Mn > Mn req

3.52> 3.311 OK.

Check Minimum Distance Between bars :

Minimum Distance = the larger of

d*b* = 14mm

or 25mm

Distance = b -2*cover - #bars *d*b* -2* Φ stirrup/#of spaces

Distance = 600 -2*40 - 3 *14-2* 10/2= 229 mm

25mm<Distance=229 mm **its ok**

4.3.3 Negative Moment:

1-Design of Support [b]:

Mu =60.9 KN/m

Mn = 60.9/.9 =67.67KN/m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{67.67\times10^4}{60\times19.3^2} = 30.27\left(Kg/cm^2\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\times24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times30.27}{0.85\times240}}\right) = 0.00784$$

° min < ° req< ° max

0.00333<0.00784<0.0177

A s = ° ×b ×d

A s = 0.00784× (60) × (19.3) = 9.08 cm^2 .

Select 6Φ 14 mm

As provided = 9.236cm².

Check: yielding of tension steel.

a=As fy /0.85*fc'*b =9.236*420/0.85*24*60

a=3.169cm

Actual x = a / β = 3.169 / 0.85 = 3.728cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{£s + 0.003}{19.1} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{3.728} = \frac{£s + 0.003}{19.1}$$

ε^s = 0.0123> ε^y = 0.0021

∴ ***Tension steel is yielding*** ∴ ***OK.***

Act Mn = T or C *((d – 0.5*a)/100)

Act Mn = As* Fy *((d – 0.5*a)/100)= 9.236*4.2((19.1 – 0.5*3.169)/100)

Actual Mn = 6.79 Ton.m.

Actual Mn > Mn req

6.79> 6.767 OK.

Check Minimum Distance Between bars :

Minimum Distance = the larger of

d*b* = 14mm

or 25mm

Distance = b -2*cover - #bars *d*b* -2* Φ stirrup/#of spaces

Distance = 600 -2*40 - 6 *14-2* 8/5= 84mm

25mm<Distance=84mm **its ok**

2-Design of Support [c]:

Mu =35.5KN/m

Mn = 35.5/.9 =39.44 KN/m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{39.11\times10^4}{60\times19.3^2} = 17.5\left(Kg/cm^2\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\,fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85\,fc'}}\right)$$

$$\circ = \frac{0.85\times24}{420}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.5}{0.85\times240}}\right) = 0.00436$$

° min < ° req< ° max

0.00333<0.00436<0.0177

A*s* = ° ×b ×d

$A_s = 0.00436 \times (60) \times (19.3) = 5.05\ cm^2$.

Select 4Φ14 mm

As provided = 6.157 cm².

Check: yielding of tension steel.

a=As fy /0.85*fc'*b =4.62*420/0.85*24*50

a=1.9 cm

Actual x = a / β = 1.9 / 0.85 = 2.24cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{19.1} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{2.24} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{19.1}$$

$\varepsilon^s = 0.0226 > \varepsilon^y = 0.0021$

$\therefore$ ***Tension steel is yielding*** $\therefore$ ***OK.***

Act Mn = T or C *((d – 0.5*a)/100)

Act Mn = As* Fy *((d – 0.5*a)/100)= 4.62*4.2((19.1 – 0.5*1.9)/100)

Actual Mn = 3.52 Ton.m.

Actual Mn > Mn req

3.52> 2.967 OK.

Check Minimum Distance Between bars :

Minimum Distance = the larger of

d_b = 14mm

or 25mm

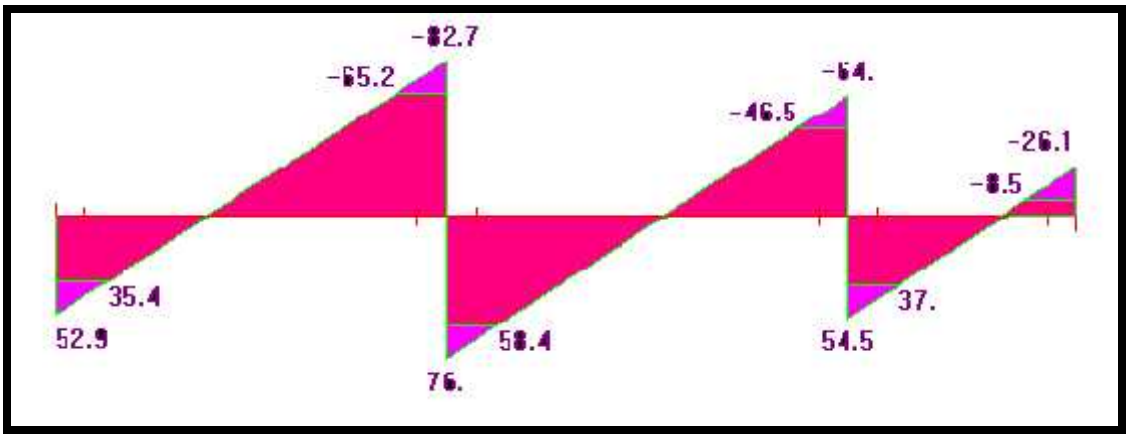
Distance = b -2*cover - #bars *d_b -2* Φ stirrup/#of spaces

Distance = 600 -2*40 - 4 *14-2* 10/3= 148 mm

25mm<Distance=148 mm <500 **its ok**

4.3.4 Design for shear:

The following figure shows the envelop of shear stress, of the beam (B7), in the first floor.



region (A) **region (B)** **region (C)**

Fig (4.3.3) Shear diagram

For region (A):-

V_u = 82.7 KN =8.72 ton as shown

V_u @ Critical point = 65.2KN.= 6.52 ton

Note: - critical point occurs at distance (d =19.3 cm) from the face of support ,

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(60)(19.3)\left(\frac{10}{1000}\right) = 9.455 \text{ ton.}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 4.727 ton .$$

ΦV_c =7.01 >Vu = 6.52 > $\frac{1}{2}\Phi V_c$ = 4.727

As h = 25 cm according to (ACI-11.5.5.1). Section (c) No shear reinforcement required

We must put stirrup to tape the longitudinal reinforcement

Use Φ 10 mm @ 20cm.

NO of stirrup =17 stirrup

For region (B):-

V_u = 76 KN =7.6 ton as shown

V_u @ Critical point = 58.4KN= 5.84 ton

V_u = 82.7 KN =8.72 ton as shown

V_u @ Critical point = 65.2KN.= 6.52 ton

Note: - critical point occurs at distance (d =19.3 cm) from the face of support ,

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad =0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(60)(19.3)\left(\frac{10}{1000}\right) = 9.455 \text{ ton.}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 4.727 ton .$$

ΦV_c =7.01 >Vu = 5.84 > $\frac{1}{2}\Phi V_c$ = 4.727

As h = 25 cm according to (ACI-11.5.5.1). Section (c) No shear reinforcement required

We must put stirrup to tape the longitudinal reinforcement

Use Φ 10 mm @ 20cm.

NO of stirrup =18stirrup

For region (C):-

V_u = 54.5KN =5.45 ton as shown

V_u @ Critical point = 37KN= 3.7 ton

V_u = 82.7 KN =8.72 ton as shown

V_u @ Critical point = 65.2KN.= 6.52 ton

Note: - critical point occurs at distance (d =19.3 cm) from the face of support , ΦV_c

$$= 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad =0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(60)(19.3)\left(\frac{10}{1000}\right) = 9.455 \text{ ton.}$$

$\frac{1}{2}\Phi V_c = 4.727 ton$.

Vu = 3.7 $< \frac{1}{2}\Phi V_c = 4.727$

As h = 25 cm according to (ACI-11.5.5.1). Section (c) No shear reinforcement required

We must put stirrup to tape the longitudinal reinforcement

Use Φ 10 mm @ 20cm.

NO of stirrup =8 stirrup

4.3.5Deflection Limitation:

as ACI – 318 – Code-2002

the value of Deflection should not exceed L/480

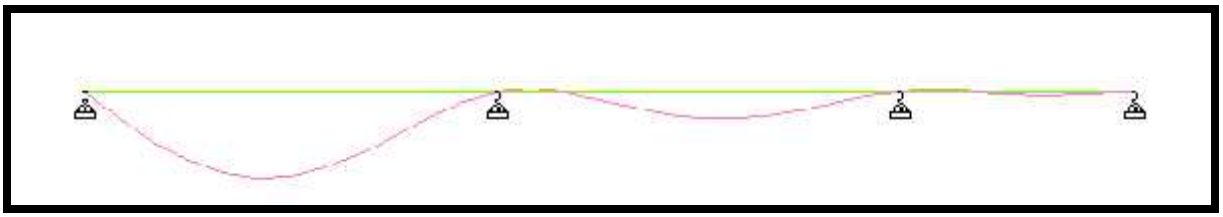


Fig (4.3.4) Deflection diagram

For span 1:

By Atir software. We find two value of Deflection

L=4.00m = 4000 mm

The Value isL/799= 4000/799= 5.0 mm

This value should not exceed

4000/480 = 8.33 mm

5.0 mm < 8.33 mm ….. **OK**

For span 2:

By Atir software. We find two value of Deflection

L=4.11m = 4110 mm

The Value is L/1683= 4110/1683= 2.44 mm

This value should not exceed

4110/480 = 8.56 mm

2.44 mm < 8.56 mm

For span 3:

By Atir software. We find two value of Deflection

L=2.33m = 2330 mm

The Value is L/10244= 2330/10244= 0.227mm

This value should not exceed

2330/480 = 4.85 mm

0.227 mm < 4.85 mm

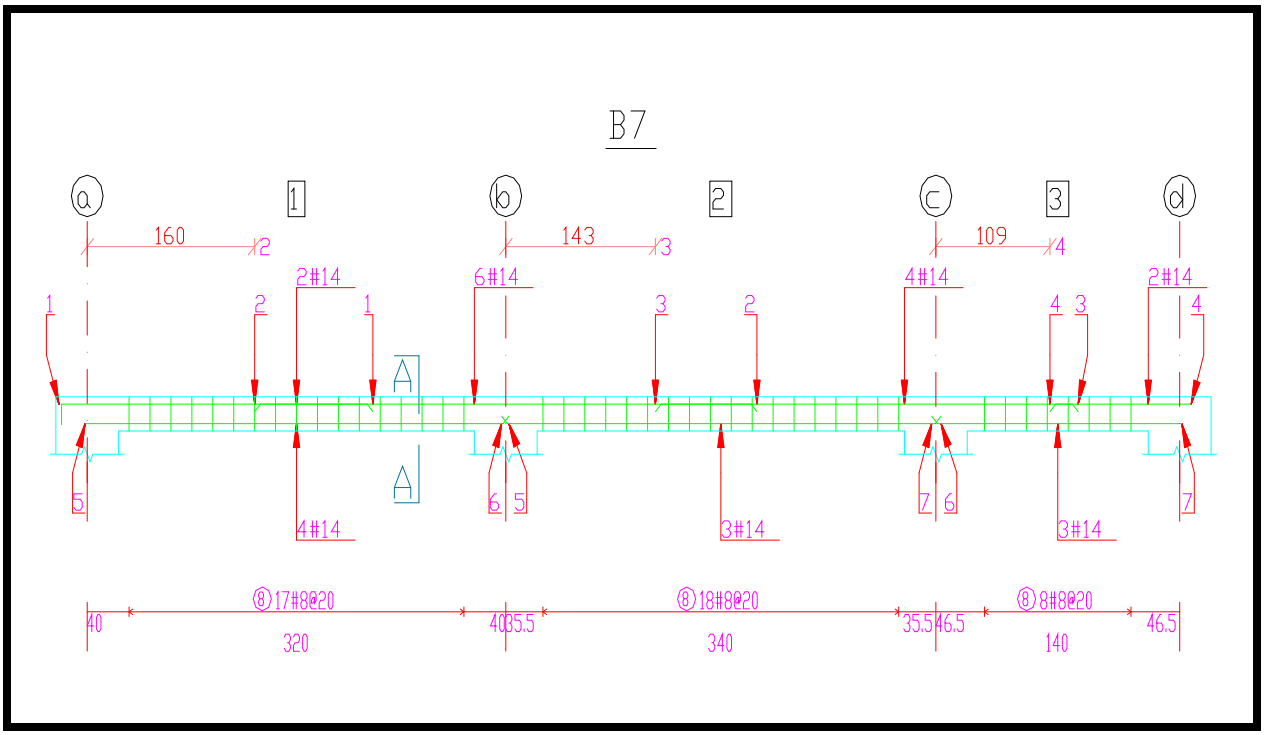


Fig (4.3.5)Detailing of beam B7

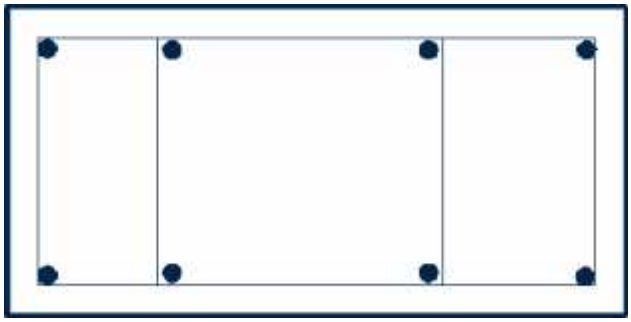
Table (4.2) Beams:

B. No.	Span Length	beam Width	positive steel		negative steel		stirrups		
			Number of Bars	Diameter of Bar-mm	Number of Bars	Diameter of Bar-mm	Number of stirrup	Diameter of stirrup mm	spacing (cm)
B1	4.11	50	3	14	2	14	1	8	20
B2	4.11	70	8	14	3	14	1	8	20
B3	4.0	50	3	14	2	14	1	8	20
	-	٥٠	-	-	4	14	1	8	20
	4.11	50	3	14	2	14	1	8	20
B4	2.33	50	3	14	2	14	1	8	20
B5	4	40	2	14	2	14	1	8	20
B6	4	40	2	14	2	14	1	8	20
	2.5	50	3	14	2	14	1	8	20
B7	4	60	4	14	2	14	1	8	20
	-	٦٠	-	-	6	14	1	8	20
	4.11	60	3	14	٢	14	1	8	20
	-	٦٠	-	-	٤	١٤	1	8	20
	2.33	60	3	14	2	14	1	8	20
B8	2.85	40	2	14	2	2	1	8	20
B9	3.9	50	3	14	٢	14	1	8	20
	-	50	-	-	5	14	1	8	20
	3.6	50	3	14	2	14	1	8	20
B10	3.95	40	2	14	2	14	1	8	20
B11	3.95	40	2	14	2	14	1	8	20
B12	3.9	80	5	14	2	14	1	8	20
	٢.٦	80	-	-	3	14	1	8	20
	2.6	٨٠	-	-	8	١٤	1	8	20
	5.2	80	7	14	٣	١٤	1	8	20
B13	3.85	50	3	14	٢	14	1	8	20
	-	٥٠	-	-	٣	١٤	1	8	20

	3.6	50	3	14	٢	١٤	1	8	20
B14	2.00	40	2	14	٢	١٤	1	8	20
B15	4.00	40	2	14	٢	١٤	1	8	20
B16	5.11	50	4	14	٢	١٤	1	8	20
B17	4.00	40	2	14	٢	١٤	1	8	20

4.4 Design of Columns:

4.4.1 Column (C-6) Interior column to ground floor:



Fig(4.4.1): Cross section of column

Structural design of column will be for fourth floors.

Total load on column = load from beam + weight of column

Load from beam = 15.14 ton

$$fc' = \frac{Pu}{A} \Rightarrow 240 = \frac{15.14}{A}$$

A=0.063 m²

Let d=2b $\Rightarrow A = 2b^2 = 0.063$

Assume b=20 cm, d= 40 cm

Let A= 20*40=800 cm²

Total load on column= [15.14 + (1.2*0.2*0.4*3*2.5)]*4

Total load on column=63.44 ton

1. Design of the longitudinal reinforcement:

In nonsway frames or braced frames it shall be permitted to ignore slenderness effects for compression members that satisfy:

$$\frac{k * \ell u}{r} \leq [34 - 12(M1/M2) = 22] \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.12.2)}$$

Where *M1/M2*=+1

Where M1 is the smaller and M2 the larger of end moments on the member,

And **[34 – 12*(M* 1 */M* 2)]** ≤ 40

Type of column: "tied column".

Pu =63.44ton.

Assume ρ_g=0.02.

Required Pn = Pu/Ø = 63.44/0.65 =97.6ton.

Pn (max) =0.8*Ag[0.85(fc') +ρ_g (fy-0.85*fc')]

97.6ton =0.8*Ag [0.85(0.24) +0.02 (4.2-0.85*0.24)]

Required Ag = 429.7cm^2.

Use 40 cm * 20cm.

Ag= 800 cm^2

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * bh^3}{bh}} = 0.288h \approx 0.3h$$

r = 0.3*0.2 = 0.06

L=3 m, K=1

$$\frac{k * \ell u}{r} = \frac{3}{0.06} = 50 > 22$$

Thus slenderness effects must be considered.

$Mc = ¢ns * M2$, min**……..** (ACI-10.12.3)

$$¢ns = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} \geq 1.0$$

$$Pc = \frac{®^2 EI}{(K * \ell u)^2}$$

$$EI = \frac{0.4Ec * Ig}{1 + d}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\frac{M1}{M2} \geq 0.4 \ , \ \frac{M1}{M2} = 1 \Rightarrow cm = 1.0$$

For members with transverse loads between supports……. (ACI-10.12.3.1)

$$\frac{M1}{M2} = 1 \Rightarrow cm = 1.0$$

The factored moment ***M* 2**shall not be taken less than:

M 2, *min* = *Pu* (15 + 0.03h) **…..** (ACI-10.12.3.2)

Not e,min=(15+0.03h)

e used for design= $¢ns * e,\min$

For normal weight concrete, ***Ec*** shall be permitted to be taken as :

$$Ec = \frac{4700\sqrt{fc'}}{100} = \frac{4700\sqrt{24}}{100} = 230.3 ton/cm^2$$

$$Ig = \frac{bh^3}{12} = \frac{40*20^3}{12} = 26666.7 cm^4$$

$$d = \frac{61.7}{63.44} = 0.973$$

$$EI = \frac{0.4Ec*Ig}{1+\ d} = \frac{0.4*230.3*26666.7}{1+0.973} = 1245076.7 ton.cm^2$$

EI=1245076.7ton.cm²

$$Pc = \frac{®^2 * 1245076.7}{(1*300)^2} = 136.6 ton$$

$$¢ns = \frac{1}{1-\frac{63.44}{0.75*136.6}} = 2.6$$

M 2, *min* = 63.44(15 + 0.03*200) =1332.2ton.mm

$$Mc = 2.6*1332.2 = 3463.7 ton.mm$$

$$e = \frac{Mc}{Pu} = \frac{3463.7}{63.44} = 54.6 mm = 5.5 cm$$

$$Pn = Ag\left[\frac{fc'}{\left(\frac{3}{¶^2}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1.18} + \frac{°g*Fy}{\left(\frac{2}{¥}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1}\right]$$

Assume Φ20 in main reinforcement:

$$¶ = \frac{d}{h} = \frac{14}{20} = 0.7 \quad , \quad °g = 0.02$$

$$¥ = \frac{d - d'}{h} = \frac{14 - 6}{20} = 0.4$$

$$97.6 = Ag\left[\frac{0.24}{\left(\frac{3}{0.70^2}\right)\left(\frac{5.5}{20}\right)+1.18} + \frac{0.02*4.2}{\left(\frac{2}{0.4}\right)\left(\frac{5.5}{20}\right)+1}\right]$$ …….. (Approximate formula)

Ag=820.2 cm²

Select 20*45=900 cm²

Ag=900 cm²

Pu= [15.14 + (1.2*0.20*0.45 *3*2.5)]*4

Pu= 63.8ton

$$d = \frac{62.1}{63.8} = 0.973$$

$$EI = \frac{0.4Ec * Ig}{1 + \ d} = \frac{0.4 * 230.3 * 26666.7}{1 + 0.973} = 1245076.7 ton.cm^2$$

EI=1245076.7ton.cm²

$$Pc = \frac{®^2 * 1245076.7}{(1 * 300)^2} = 136.6 ton$$

$$¢ns = \frac{1}{1 - \frac{63.8}{0.75 * 136.6}} = 2.7$$

M 2, min = 63.8(15 + 0.0*3*200*) =1339.8 ton.mm

$$Mc = 2.7 * 1339.8 = 3617.5 ton.mm$$

$$e = \frac{Mc}{Pu} = \frac{3617.5}{63.8} = 5.67 mm = 5.7 cm$$

$$98.2 = Ag\left[\frac{0.24}{\left(\frac{3}{0.70^2}\right)\left(\frac{5.7}{20}\right)+1.18}+\frac{0.02*4.2}{\left(\frac{2}{0.4}\right)\left(\frac{5.7}{20}\right)+1}\right]$$

Ag= 839.3cm²

So Ag= 900 cm²

Determination of required ρ_g:

$$98.2 = 900\left[\frac{0.24}{\left(\frac{3}{0.70^2}\right)\left(\frac{5.7}{20}\right)+1.18}+\frac{^\circ g*4.2}{\left(\frac{2}{0.4}\right)\left(\frac{5.7}{20}\right)+1}\right]$$

$^\circ g = 0.016$

Required As = ρ_g * Ag= 0.016* 900= 14.4cm^2.

Use “8Ø 16"

As = 16.08cm^2.

2. Design of the tie reinforcement:

Use Ø 10 ties.

Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) = 16 * 1.6= 25.6cm

48*d_t (ties bar diameter) = 48* 1.0 = 48.0cm.

Least dimension of the column = 20 cm

Use "2 Ø 10" ties @ 20 cm spacing.

Use 20cm*45cm with 8 Ø16 bars With Ø10 ties @ 20cm spacing.

Table (4.3) Columns:

Col	floor	total load (ton)	column dimension (cm)	Minimum column dimension (cm)	vertical reinforcement		tiles	
No.	no.	for fourth floor			no. of bar	size (mm)	size (mm)	spacing (cm)
C1	ground	8	5*15	20*40	8	14	10	20
C2	ground	18.32	10*20	20*40	8	14	10	20
C3	ground	7.56	5*15	20*40	8	14	10	20
C4	ground	23.7	10*20	20*40	8	14	10	20
C5	ground	41	20*30	20*40	8	14	10	20
C6	ground	63.8	20*45	20*45	8	16	10	20
C7	ground	29.24	20*20	20*40	8	14	10	20
C8	ground	19.44	10*20	20*100	10	16	10	20
C9	ground	54	20*25	20*40	8	14	10	20
C10	ground	24	15*15	20*40	8	14	10	20
C11	ground	66.48	25*40	25*40	8	16	10	25
C12	ground	50.48	20*30	20*40	8	14	10	20
C13	ground	13.12	10*15	20*40	8	14	10	20
C14	ground	36.68	20*20	20*40	8	14	10	20
C15	ground	13.56	10*15	20*40	8	14	10	20
C16	ground	32	15*25	20*40	8	14	10	20
C17	ground	9.28	10*10	20*40	8	14	10	20
C18	ground	9.28	10*10	20*40	8	14	10	20
C19	ground	32	15*25	20*40	8	14	10	20
C20	roof	20.1	10*20	20*40	8	14	10	20
C21	roof	20.1	10*20	20*40	8	14	10	20

4.5 Design of footing :

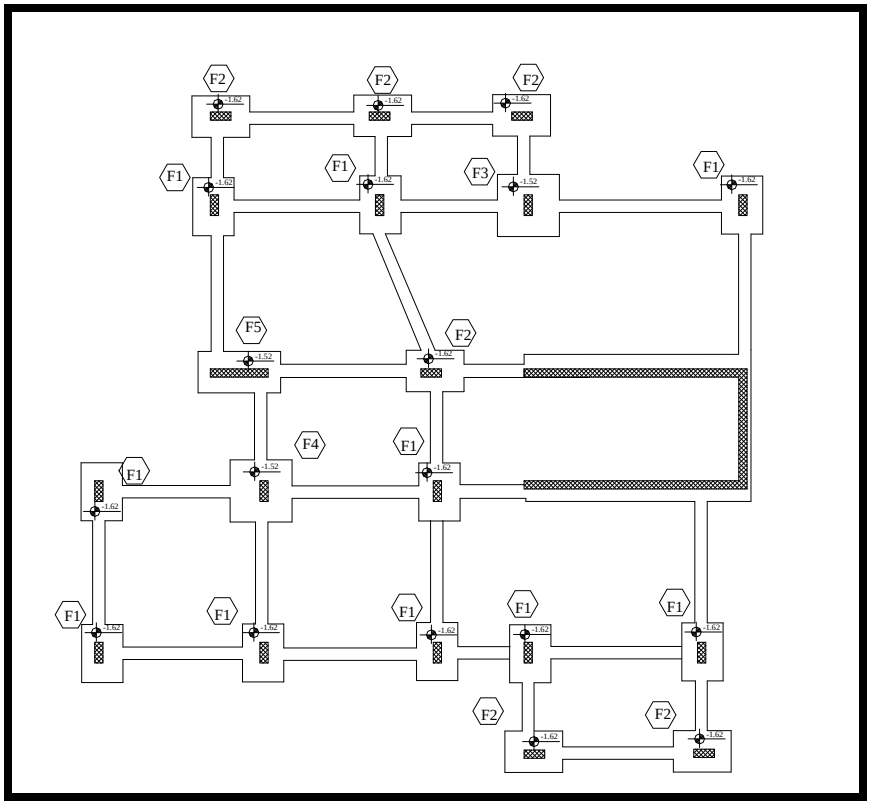


Fig (4.5.1)Footing

F1

Footing (#1) carrying column (#5) (40*20).

service load = D + L =119.28

$¥_s$ = 17 KN /m³

Allowable soil pressure = 4.0 kg/cm²

Column = 40x20 cm^2.

Estimate footing(1.5*1.5) to be about 50 cm thick, in addition to about (10cm) of plane concrete .

Back fill =H*γs*(W*L–(bc*wc))

= 1*16*(1.5*1.5–0.4*0.2) =34.72 KN .

Weight of concrete footing = (weight of base footing) + (weight of neck column)

= (0.6 * 25 *1.5 * 1.5) + (1 * 25 * 0.4 * 0.2)

= 35.75 kN

Weight of column = 0.2*0.4*25*3*4 = 24KN

Total weight = 81.91+ 34.72 + 35.75 +24 = 176.38 KN

Pu = 1.2*DL +1.6*LL= 1.2*176.38+1.6*13.37= 233.05 KN

4.5.1- Footing Area:

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 11.928 t/ 40*1.4 kN/m²

= 0.213m^2.

Use L=1.4 m W=1.0 m, A=1.4 m^2.

4.5.2- Depth based on shear strength:

Using section (A – A) and letting $\Phi V_c = V_u$

Pu = 233.05 KN A= 1.4 m²

$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{233.05}{1.4} = 166.46$ KN/m²=16.646 t/m²= 1.6646 Kg/cm²

Vu= (Pnet)(one way shear area) = 1.6646*(50 - d)*140 =(11652.2-233.04d)KN

$\Phi V_c \geq V_u$

$\Phi Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d$ = 0.75* $\frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 10 * dreq$ = (11652.2-233.04d)

(857.32+233.04)d = 11652.2

dreq = 10.7cm

h= 10.7+8+2=20.71cm

select h= 40cm

d= 40-8-2 = 30

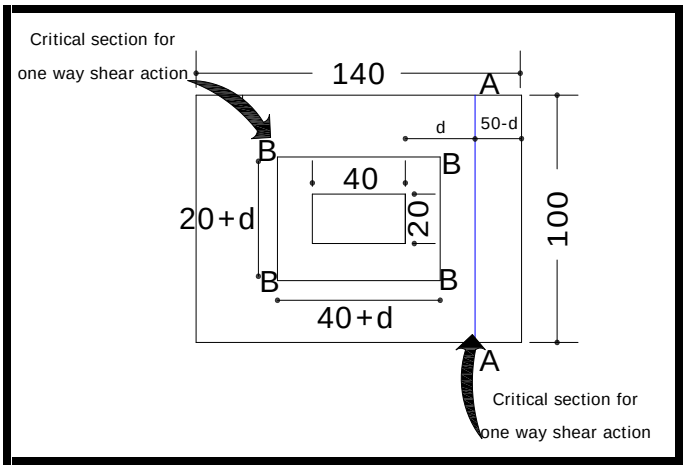


Fig (4.5.2) Critical section for one way shear

4.5.3 Design footing against punching :

Using critical section (B-B-B-B) with d = 30cm .

$V_u = P_{net} \times \left((W) \times (L) - (a+d)(b+d) \right)$

= 2.3304 [(100)(140) – (40+30)(20+30)]/1000 = 24.47 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.5\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.55\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

$_c$ = a / b =40 / 20 = 2

$\sim_s$ **=40 for interior column**

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

= 2{(40+30)+(20+30)} =240cm

$V_c = 0.33\sqrt{24}(2400)(300) = 1164\,KN$ =116.4 t

ΦV_c = 0.75 *116.4 = 87.3t

$\Phi V_c > V_u$ = 87.3 > 24.47

No punching shear failure.

Check transfer of load at base of column:

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

$\Phi\,Pn = 0.7(0.85)(0.24)(20 \times 40) = 114.24\,ton$ >23.305ton

∴ Dowels are not required for load transfer .

But use minimum reinforcement of dowels :

As = 0.005 * (40*20) = 4 cm²

Use 4 Φ 14 dowels with As = 6.16 cm²

Development Length (L_d):

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times d_b = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 1.4 = 30.0 \text{ cm}$$

But not less than :

Ld = (0.044)(420)(db) = 22.2 cm .

Available embedment = 50 – 8(cover) – 2(1.6 footing bar) – (1.4) = 37.4

37.4 > 30 cm..... OK

4.5.4Design for Bending Moment:

$$\text{Mu} = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(2.3304 \times 100 \times \left(\frac{140}{2} - \frac{40}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{140}{2} - \frac{40}{2} \right) / 100000 = 2.93 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{2.93}{0.9} = 3.23 \text{ ton}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{32.41 \times 10^5}{140 \times 30^2} = 2.573 \ Kg/cm^2$$

$$° = \frac{0.85 fc'}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 fc'}} \right)$$

$$° \max = \frac{0.85 \times 24}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.573}{0.85 \times 240}} \right) = 0.000616$$

$° = 0.000616 < \ °_{\min} = 0.002$

Req. $A_s = 0.002 \ (140) \ (30) = 8.4 \text{ cm}^2$

Use 6 Φ 14 $A_s = 9.23 \text{cm}^2$ (In one way)

For the other way $\text{Mu} = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$

$$= \left(2.3304 \times 140 \times \left(\frac{100}{2} - \frac{20}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{100}{2} - \frac{20}{2} \right) = 2.61 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{26.1}{0.9} = 2.9 \text{ ton}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.9 \times 10^5}{100 \times 30^2} = 3.22 \ Kg/cm^2$$

$$° = \frac{0.85 fc'}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 fc'}} \right)$$

$$° \max = \frac{0.85 \times 24}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.22}{0.85 \times 240}} \right) = 0.000773$$

$° = 0.00773 < \ °_{\min} = 0.002$

Req. A_s = 0.002 (100) (30) = 6 cm^2

Use 4 Φ 14 A_s =6.16 cm^2 (In one way)

Development Length (L_d):

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times \sim \times \quad \times^{a} \times d_b = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 = 60.0\text{cm}$$

Available embedment = (140 – 40)/2) – 8 = 112 cm

112 > 60.0cm..... OK

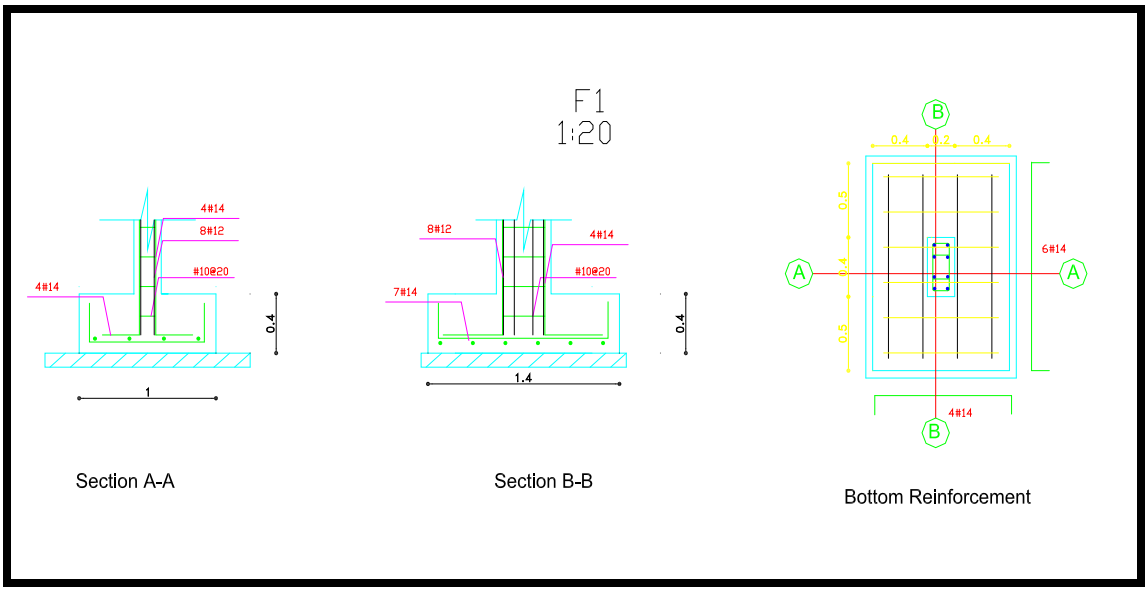


Fig (4.5.3) Detailing of Footing

Table (4.4)Footing:

Footing Type	Column No.	total load (ton)	Footing Dimension			reinforcement		
			Length (cm)	Width (cm)	Height (cm)	No. of Bars		Diameter (cm)
						First way	The other	
F1	C4	17.81	140	100	40	6	4	14
F1	C5	23.305	140	100	40	6	4	14
F1	C7	19.522	140	100	40	6	4	14
F1	C10	17.914	140	100	40	6	4	14
F1	C12	26.073	140	100	40	6	4	14
F1	C13	14.635	140	100	40	6	4	14
F1	C14	21.56	140	100	40	6	4	14
F1	C15	14.767	140	100	40	6	4	14
F1	C16	20.21	140	100	40	6	4	14
F1	C19	20.21	140	100	40	6	4	14
F2	C1	13.1	140	100	50	8	6	14
F2	C2	16.56	140	100	50	8	6	14
F2	C3	12.947	140	100	50	8	6	14
F2	C9	27.274	140	100	50	8	6	14
F2	C17	13.551	140	100	50	8	6	14
F2	C18	13.551	140	100	50	8	6	14
F3	C6	32.23	150	150	50	8	8	14
F4	C11	31.73	150	150	50	8	8	14
F5	C8	24.91	200	100	50	11	6	18

4.6 Design of Stairs:

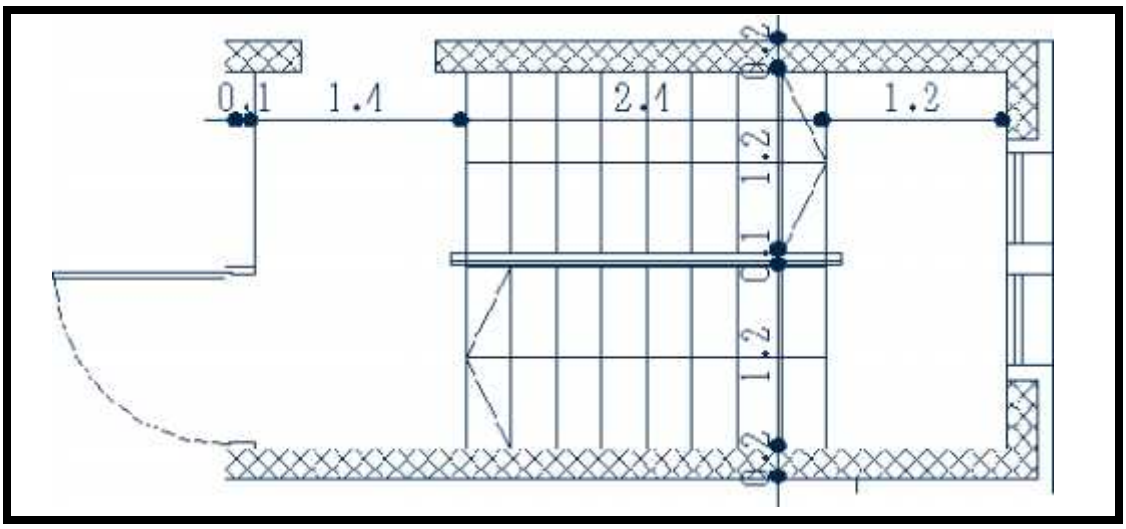


Fig (4.6.1) stairs case plane

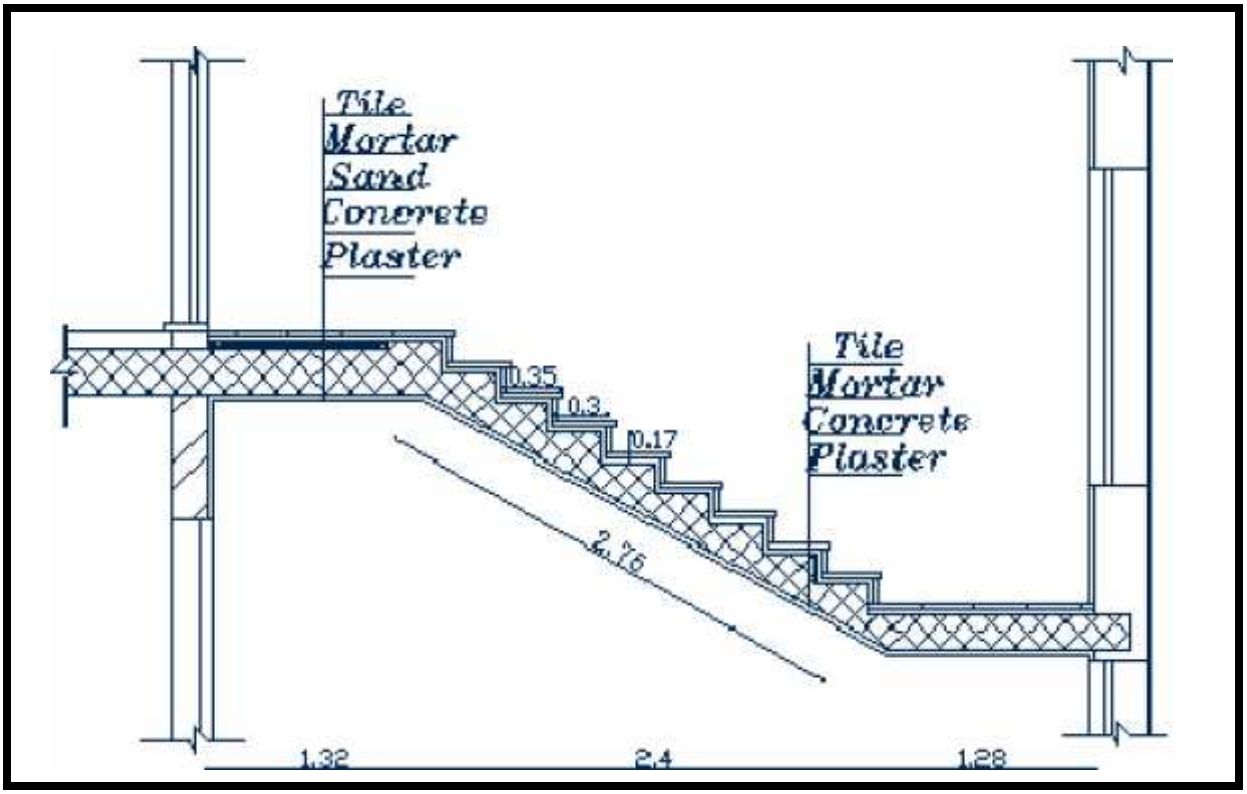


Fig (4.6.2) Cross section of stair.

$$\tan \sim = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \sim = 29.5$$

$$h \geq \frac{L}{20} = \frac{5.36}{20} = 26.8 cm$$

Use h=25 cm

Dead load:

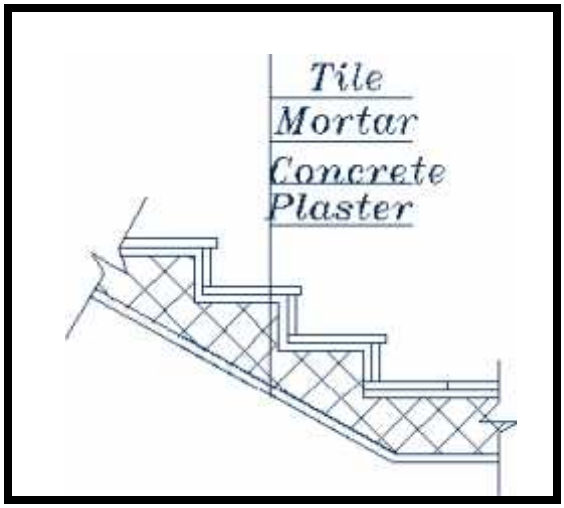


Fig (4.6.3) Cross section of stair

$$\text{Tile} = 0.03 * 22 * \frac{0.17}{0.30} + 0.04 * 22 * \frac{0.35}{0.30} = 1.4 kN / m^2$$

$$\text{Mortar} = 0.03 * 23 + 0.03 * 23 * \frac{0.17}{0.30} = 1.08 kN / m^2$$

$$\text{Stair} = 25 * \frac{0.17}{2} = 2.13 kN / m^2$$

$$\text{Concrete} = 0.25 * 25 * \frac{1}{\cos 29.5} = 7.2 kN / m^2$$

Plaster= $0.03 * 23 * \frac{1}{\cos 29.5} = 0.79\ kN / m^2$

Total dead load $= 12.6\ kn / m^2 = 1.26\ ton / m^2$

Live load = 3.5 KN/m²…… (Table 3.2)

Factored load = 1.2 *12.6+1.6*3.5= 20.7 kN /m²

$qu1$ = 20.7 kN/m²

For 1m strip $\Rightarrow$ $qu1 = 20.7\ kN / m$

$qu2$:

Fig (4.6.4) Cross section

Tile=0.03*22=0.66 kN/m²

Mortar=0.03*23=0.69 kN/m²

Sand=0.05*17=0.85 kN/m²

Concrete=0.25 *25=6.25kN/m²

Plaster= $0.03 * 23 = 0.69\ kN / m^2$

Total dead load=9.14 kN/m²

Live load=3.5 kN/m²

Factored load =1.2*9.14+1.6*3.5=16.6 kN/m²

For 1m strip $\Rightarrow qu\ 2 = 16.6\ kN / m$

qu 3 :

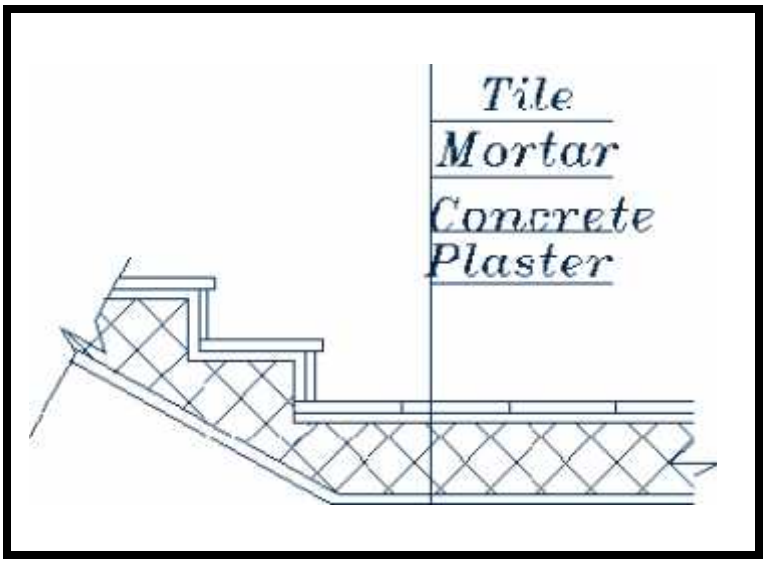


Fig (4.6.5) Cross section

Tile=0.03*22=0.66 kN/m²

Mortar=0.03*23=0.69 kN/m²

Concrete=0.25 *25=6.25 kN/m²

Plaster= $0.03 * 23 = 0.69\ kN / m^2$

Total dead load=8.29 kN/m²

Live load=3.5 kN/m²

Factored load =1.2*8.29+1.6*3.5=15.5 kN/m²

For 1m strip $\Rightarrow$ $qu\ 3 = 15.5 kN\ /\ m$

Internal forces:

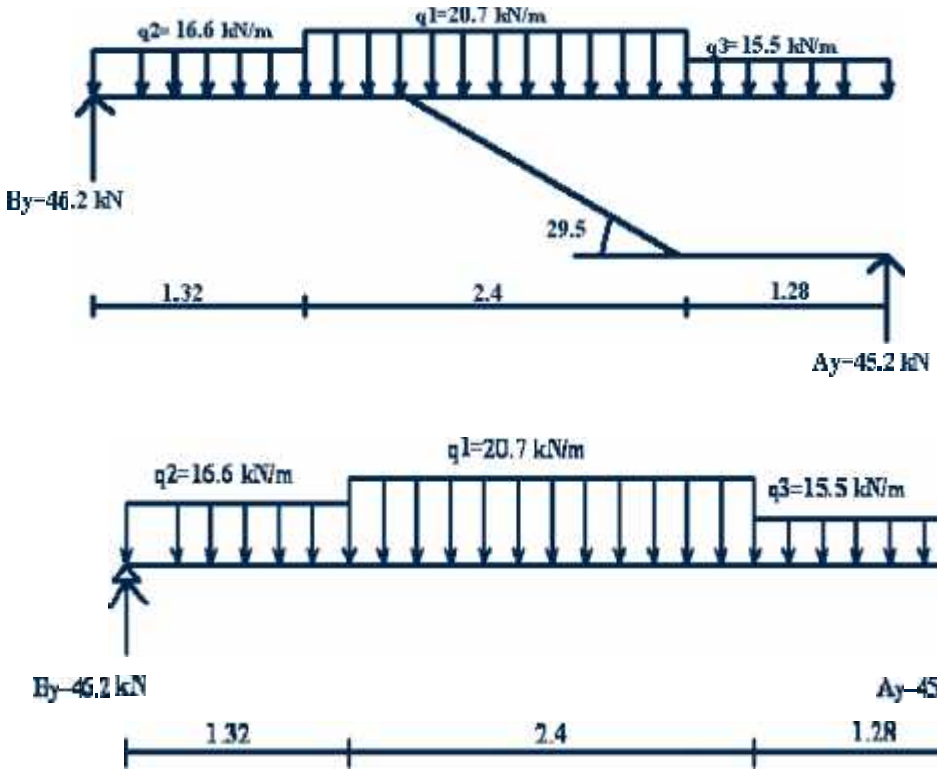


Fig (4.6.6): The loads and reactions of the stair

Fig (4.6.7): The envelope of shear and moment

Design of positive moment:

Mu = 60.7 kN.m

Mn = 60.7/0.9 =67.4 kN.m

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

$$\text{Assume } \Phi 12 \Rightarrow d = h - 2 - 0.6 = 25 - 2.6 = 22.4\,cm$$

Select d=22 cm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{67.4\,(10)^6}{(1000)(220)^2} = 1.4\ mpa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.4}{420}}\right) = 0.0035$$

ρ = 0.0035

As-req = 0.0035 (100) (22) =7.7 cm²/m

$$\text{As min} = 0.25\sqrt{fc'} * \frac{bw * d}{fy} > 1.4 * \frac{bw * d}{fy}$$

$$\text{As min} = 0.25\sqrt{24} * \frac{100 * 22}{420} > 1.4 * \frac{100 * 22}{420}$$

=6.4 cm²/m< 7.3 cm²/m

As min= 7.3 cm²/m

As-req> As min> $\Rightarrow$ 7.7 > 7.3 cm²/m

As-req =7.7 cm²/m

Select $8\Phi 12 / m \Rightarrow As = 9.05\,cm^2$ /m

Shear Design:

Vu= 45.2 KN

$$¤ * Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$¤ * Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 220 = 134.7\,kN$$

$$¤ * Vc = 134.7\,kn > Vu = 45.2\,kn$$

$$\frac{1}{2}¤ * Vc = \frac{134.7}{2} = 67.4 > Vu = 45.2\,kn$$

No shear reinforcement is required

Shrinkage and Temperature reinforcement:

FY=420 $\Rightarrow$ $° = 0.0018$ …… (ACI-7.12.2.1).

$$As = ° * b * h$$

As= 0.0018*100*25= 4.5 cm²/m

Select $1\Phi 12 @ 20\,cm \Rightarrow As = 5.7\,cm^2$ /m

Development length (Ld):

Ld= $\frac{fy}{2\sqrt{fc'}} ~ * \quad * ¥ * db = \frac{420}{2 * \sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 1.2 = 51.4\,cm$

$$Ld_{min} = 51.4\,cm \Rightarrow \text{Use } Ld = 70\,cm$$

Deflection Limitation:

As ACI – 318 – Code-2002:

The value of Deflection should not exceed L/480

By Atir software. We find value of Deflection $\Rightarrow$ L / 565

L=5.36m = 5360 mm

L/565= 5360/565 = 9.5 mm

This value should not exceed

5360/480 = 11.2mm

9.5 mm < 11.2 mm ….. Ok

4.7 Shear wall design:

4.7.1 General definitions:

The horizontal force on shear wall according to UBC is given by:

$$v = \frac{I.Cv}{R.T}W \quad \text{..... (1)}$$

$$v = \frac{2.5Ca.I}{R}W \quad \text{..... (2)}$$

$$v = 0.11\ Ca\ .I.W \quad \text{..... (3)}$$

The value of V that taken is the smaller value of values from equation (1) & (2) then the bigger value from equation (2) & (3) .

Where:

V: The design base shear

W: Total dead load of the building

R : Numerical coefficient depends on the structural System values of R for concrete structure range from 4 to 12 .take R=5.5

Z: Seismic Zone factor, in Palestine =0.30

I: Important coefficient = 1.0 depending upon occupancy category**.**

C_v : Seismic response coefficient=0.45
C_a : Seismic response coefficient=0.33

$$T = C_t.(h_n)^{3/4}$$

Where: T= fundamental period.

C_t =0.02 for all reinforced concrete buildings.

h_n : Height of the structure above the base level

The total design base shear V is distributed over the height of the

structure according to equation :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} Fi$$

Where: F_t =The concentrated force applied at the top of the structure.

$$F_t = 0.07\ TV$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level, n, according to the expression:

$$F_x = \frac{(V - F_t)\, w_x h_x}{\sum_{x=i}^{n} w_x h_x}$$

Where: w_x = Portion of W at x.

h_x = Height to x.

The design shear at any story V_x, equals the sum of the forces, $F_t \, and F_x$ above that story.

Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S_2 = \frac{Av \times Fy \times d}{V_s}$$

Where: $V_s = V_n - V_c$

$$S_2 \leq \left(\frac{L_w}{5} \right)$$

$$S_2 \leq 3h$$

$$S_2 \leq 500 \quad mm$$

Note: S minimum value controls

$\circ\ h(\min) = 0.0025$ ACI 11.10.9.2

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S_2 \leq \left(\frac{L_w}{3} \right)$$

$$S_2 \leq 3h$$

$$S_2 \leq 500 \quad mm$$

Note: S minimum value controls

$\circ\ n$ of vertical shear reinforcement shall not be less than :

$$\circ\ n(\min) = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right)(\circ\ h - 0.0025)$$

Nor $\circ\ n(\min) = 0.0025$ ……..ACI 11.10.9.4

4.7.2 Calculation of dead loads of the building:

1. Ground floor dead load :

-Slab dead load =92.2 ton

-Columns dead load:
18*(0.2*0.4*3*2.5)+(0.25*0.4*3*2.5)+(0.45*0.2*3*2.5)+(0.2*1*3*2.5)

Columns dead load =13.7 ton

-External walls dead load:

External walls dead load=188.97*0.3*2.5=141.7 ton

Ground floor dead load=92.2+13.7+141.7= 247.6 ton

Because Structural design will be for 4 floors $\Rightarrow$ Total dead load of building = 4*247.6 =990 ton

4.7.3 Calculation of shear forces on shear wall

$$T = C_t.(h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.02\ (12\ )^{3/4} = 0.129 \quad \text{Seconds}$$

$$V = \frac{0.45 * 1}{5.5 * 0.129} * 990 = 627.9\ ton$$

$$V = \frac{2.5 * 0.33 * 1}{5.5} * 990 = 148.5\ ton$$

$$V = 0.11 * 0.33 * 1 * 990 = 36\ ton$$

V=148.5 ton…… control

F_t =0.07 *0.129*148.5 =1.34 ton

Force acts on every floor are determined by:

$$F_1 = \frac{(148.5 - 1.34)\,743}{7425} = 14.7\ ton$$

$$F_2 = \frac{(148.5 - 1.34)\,1485}{7425} = 29.4\ ton$$

$$F_3 = \frac{(148.5 - 1.34)\,2228}{7425} = 44.2\ ton$$

$$F_4 = \frac{(148.5 - 1.34)\,2970}{7425} = 58.9\ ton$$

FLOOR Level	height hx (m)	story weight wx (ton)	wx.hx (ton.m)	lateral force fx (ton)	story shear $\sum fx\ (ton)$
4	12	247.5	2970	58.9+1.34=60.2	60.2
3	9	247.5	2228	44.2	104.4
2	6	247.5	1485	29.4	133.8
1	3	247.5	743	14.7	148.5
Total		990	7425		

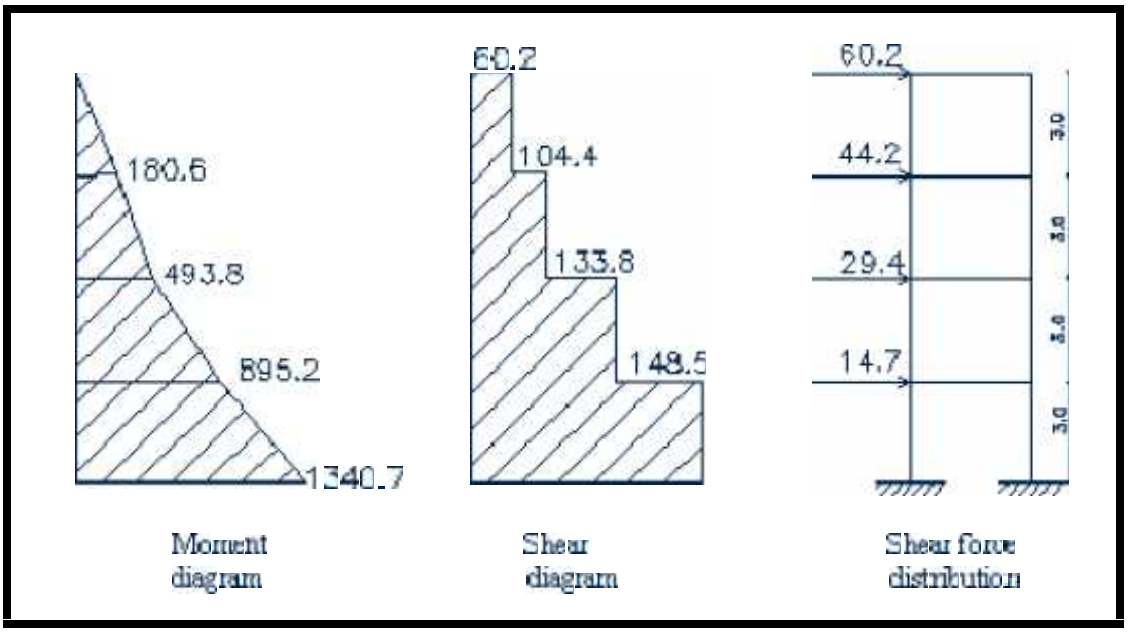


Fig.(4.7.3) : vertical detail for shear wall

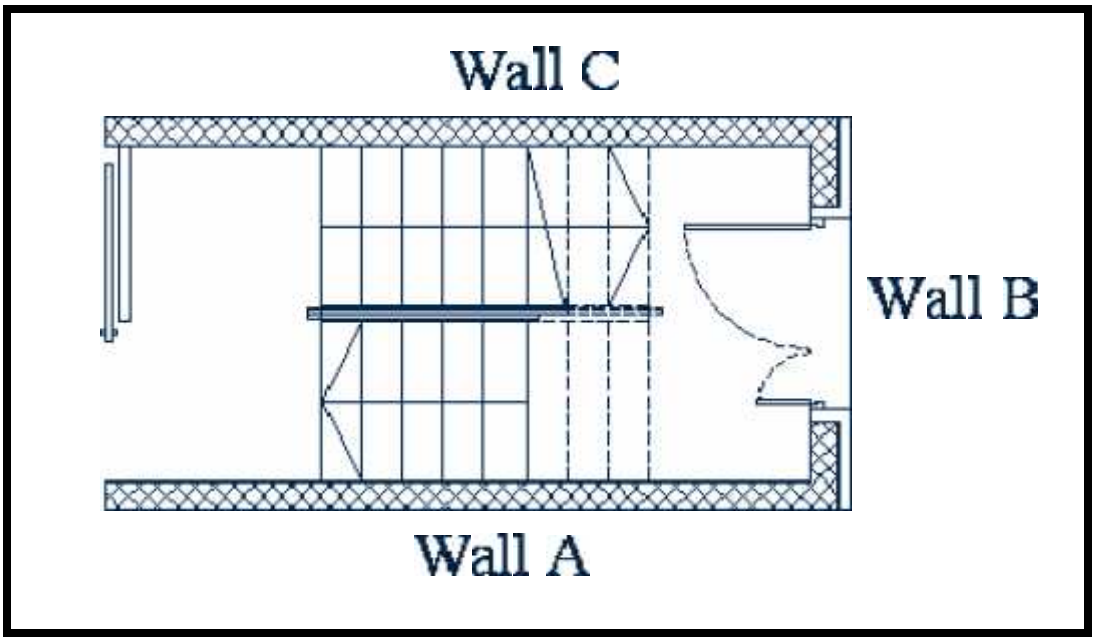


Fig.(4.7.4) : Main stair shear wall

4.7.4 Main stairs shear wall design

Shear wall (B) design:

Horizontal reinforcement:

$f_c' = 24$ MPa

Fy=420 MPa

Assume h=20 cm. shear wall thickness

Lw=2.9 m. shear wall width

hw=3.0 m. story height

Vu=148.5 ton

Vn=148.5/0.85=174.7 ton

d=0.8*Lw=0.8*2.9=2.32 m

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

$$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6} * 200 * 2320 = 378.9\ KN$$

$$Vs = Vn - Vc$$

$$Vs = 1747 - 378.9 = 1368\ KN$$

$$\frac{Avh}{S_2}req. = \frac{Vs}{fy * d} = \frac{1368}{420 * 2320} = 0.0014 \ m = 0.14 \ cm$$

$$\frac{Avh}{S}\min . = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 = 0.05 \ cm$$

$$\frac{Avh}{S_2}req. > \frac{Avh}{s_2}\min \Rightarrow 0.14 > 0.05 .$$

Maximum horizontal spacing (S2):

$$S_2 = \frac{Lw}{5} = \frac{2.9}{5} = 580 \ mm$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \ cm = 600 \ mm$$

$$S_{2.} = 500 \ mm \ ..... \ control$$

$$use \ 2\Phi 12 = 2.26 \ cm^2$$

$$\frac{Av}{S_2} = \frac{2.26}{15} = 0.15 \ cm > 0.14 \ cm .$$

$$\therefore use \ 2\Phi 12 \ @ \ 15 \ cm$$

Vertical reinforcement:

$$\rho_{min.} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\rho_h - 0.0025)]$$

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{S_2 * h}$$

$$\rho_h = \frac{2.26}{15 * 20} = 7.5 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min.} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{20}{290})(7.5 \times 10^{-3} - 0.0025)]$$

$$\rho_{min.} = 0.0086$$

$$S_1 = \frac{Lw}{3} = \frac{2.9}{3} = 967 \quad mm$$

$$S_1 = 3 * h = 3 * 20 \ cm = 600 \ mm$$

$$S_{1.} = 500 \ mm \ ..... \ control$$

$$use \ \Phi 12 \ @ \ 10 \ cm \Rightarrow As = 11.3 \, cm^2 / m$$

$$As_{req} = \rho_{min} * h * b$$

$$As_{req} = 0.0086 * 20 * 100 = 17.2 \, cm^2$$

$$As = \frac{17.2}{2} = 8.6 \, cm^2 \text{ At each side}$$

$$As = 11.3 \, cm^2 > As_{req.} = 8.6 \, cm^2$$

$$\frac{Av}{S} \min . = 0.0025 * 20 = 0.05 \ cm^2$$

$$\frac{Av}{S_1} = \frac{2 * 1.13}{10} = 0.226 \ cm > 0.05 \ cm^2$$

Design of moment:

$$As_{vertical} = \Phi\ 12\ @\ 10\ cm$$

$$As_{vertical} = 2 * 1.13 * \frac{290}{10} = 65.54\ cm^2$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85\ * 0.85\ * 24\ * 2900\ * 200}{6554\ * 420}} = 0.177$$

$$Mu = \Phi\ (0.5 * AS\ * fy\ * Lw\ * (1 - \frac{z}{Lw}))$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * 6554\ * 420\ * 2900\ * (1 - 0.177) = 2956\ KN.m$$

(Mu at wall B) $Mu = 13407\ KN.m$

$$Mu = 13407 - 2956 = 10451\ KN.m$$

$$Ast = \frac{Mu\ / \Phi}{fy\ (Lw - Cw)}$$

$$Ast = \frac{(10451\ / 0.9) * 10^6}{420\ (2900 - 600)} = 120\ cm^2$$

Ast=120+2.26=122.2 cm²

$12\ \Phi\ 36 \Rightarrow As = 122.2\ cm^2$ Select

4.8 Designs the Base of Shear Wall:-

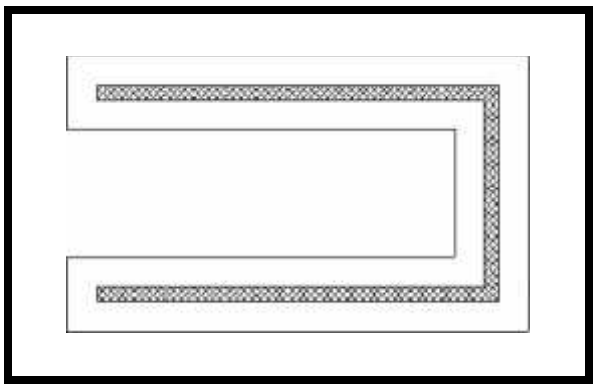


Fig (4.8.1): Base of shear wall.

Determination of loads:-

Loads from stairs:-

- Total dead load of stairs = 3 t/m²
- Total area of stairs = 12.5 m².
- Total dead load = 3* 12.5 = 37.5 t.
- dividing by shear wall length = 37. 5t/ 5→ 7.5 t/m

- Total live load of stairs = 0.35 t/m²
- Total live load = 0.35* 12.5 = 4.375 t.
- dividing by shear wall length = 4.375 t/ 5 → 0.875 t/m

Ribs reaction on the shear wall and beam weight:-

- Total dead load = 4.33 t.

- Total live load = 0.35t.

Loads from shear wall:-

- Total dead load of shear wall = b* h*2.4

= 13.7*0.2*2.5 = 6.85 t/m

self weight :-

Assume base depth to be 30 cm & width = 60 cm.

-Weight of concrete base = 0.6* 0.3* 2.5 =0 .45 ton/m

- **Total Service dead load** = 7.5+ 4.33+ 6.85 + 0.45 = 19.13 t/m
- **Total Service live load** = 1.23
- **(D+L) service** = 20.36 t/m.
- **Pu (factored**) = 24.9 t/m.

Footing width = Service Load / (B/C)

$$= \frac{20.36 ton/m}{40 ton/m^2} = 0.51 \text{ m}$$

Select 60 cm width of strip footing.

q net factored = Pu/Area

= (24.9 ton/m)/ (0.6m) (1m) = 41.5 ton/m for I m wide strip

Depth calculation to satisfy shear strength:

Vu = ΦVc

$$(qnet)\left(\frac{width - wallthickness}{2} - d\right) = \frac{1}{6} \times 0.85\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$(415)\left(\frac{0.6-0.2}{2}\right)=\frac{1}{6}\times 0.85\sqrt{24}\times 600\times d$$

d = 0.20 m = 20 cm

∴ Take h = 30 cm as assumed

d act = 30 – 8 – 1.2- 0.6 = 20.2cm

Reinforcement for flexure:

$$\text{Mu} = (qnet)\left(\frac{width-wallthickness}{2}\right)\times\left(\frac{1}{2}\times\frac{width-wallthickness}{2}\right)$$

$$\text{Mu} = (41.5)\left(\frac{0.60-0.2}{2}\right)\times\left(\frac{1}{2}\times\frac{0.60-0.2}{2}\right) = 0.83 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi}=\frac{0.83}{0.9}=0.92 \text{ ton.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2}=\frac{9.2\times 10^6}{600\times 202^2} = 0.38 \text{ mpa}$$

$$^\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.38}{420}}\right)=0.0009<0.0018$$

As req = (0.0018)(100)(20.20) = 3.64cm² /m.

Use 4Φ 12 /m , As= 4.52 cm²/m

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement

As=ρ (b) (H)

=0.0018 (60) (30)

=3.24 cm²

Use 4 Φ12 = 4.52 cm²

Check Development length:

Ld for Φ12:

$$Ld = \frac{Fy}{2\sqrt{fc'}} \sim \ ^{a} db \geq 30cm$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}}(1)(1)(1)(1.2) = 51.4cm \ > 30\text{cm}.$$

Available embedment = $\frac{60-20}{2} - 8\,\text{cov}\,er = 12 < 51.4cm$

Standard $90°$ hook should be used.

Inside diameter of bent = 6 db = (6) (1.2) = 7.2 cm

Straight extension = 12 db = (12) (1.2) = 14.4 cm

4.9 Solid slab:

Concrete slab may in some cases directly by columns , without the use of beams or girders . such slab are describe as flat plates and are commonly used where spans are not large and loads not particularly heavy .flat slab construction is also beamless.

Dead load :

Let h=20cm

Tiles = (0.03) 2200=66 Kg/ m²

Coarse sand fill = (0.07) 1700=119 Kg/ m²

Mortar = (0.03) 2300 =69 Kg/ m²

Concrete =(0.2) 2500 =500 Kg/ m²

Plaster = (0.03) 2300 = 69 Kg/ m²

Partitions (δ = 0.10 m) = 1۲۵ Kg/m²

Total dead load = 66 + 119 + 69 + 500 + 69 + 125 = 948 Kg/ m² = 9.48 KN/m²

Live dead load = 200 Kg/m² = 2 KN/m²

The design of solid slab well done by Atir soft wire

Min h = L/28 = 336 / 28 = 12 cm

Select h =15 cm

4.5.3 Check against punching :

Using critical section (B-B-B-B) with d = 30cm .

$V_u = P_{net} \times \left((W) \times (L) - (a+d)(b+d) \right)$

= 1.54 [(100)(100) – (40+12)(20+12)]/1000 = 12.84 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.5\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.55\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

$_c$ = a / b =40 / 20 = 2

$\sim_s$ **=40 for interior column**

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

= 2{(40+12)+(20+12)} =168cm

$V_c = 0.33\sqrt{24}(1680)(120) = 1075.53KN$ =107.52 t

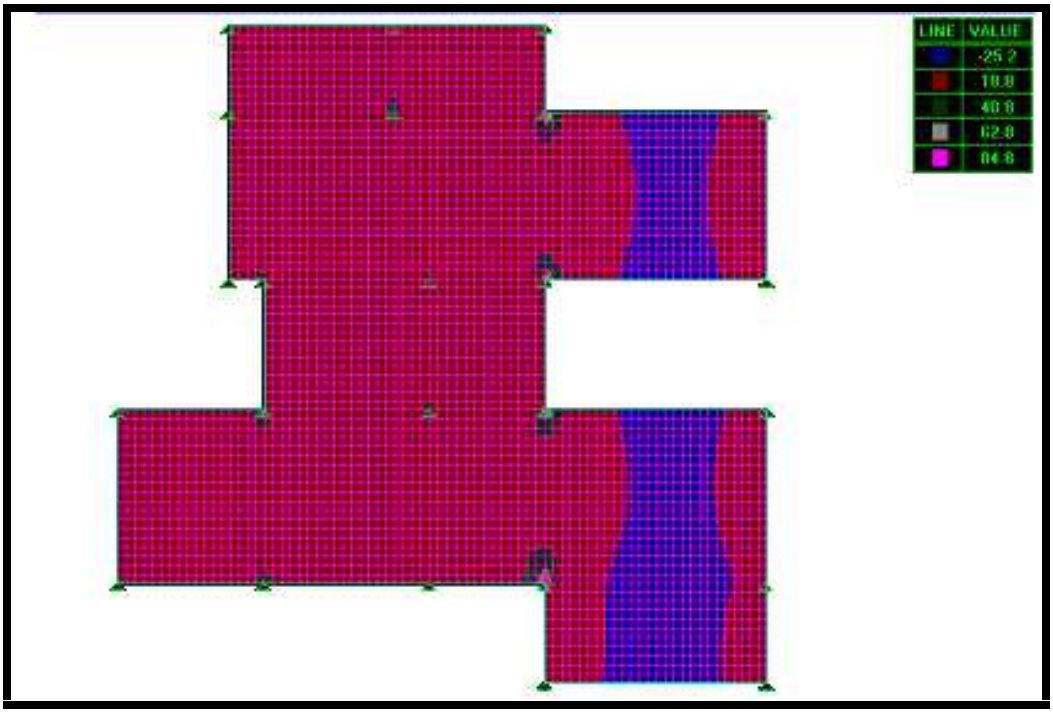
ΦV_c = 0.75 *107.52= 80.64t

$\Phi V_c > V_u$ = 80.64 > 12.84

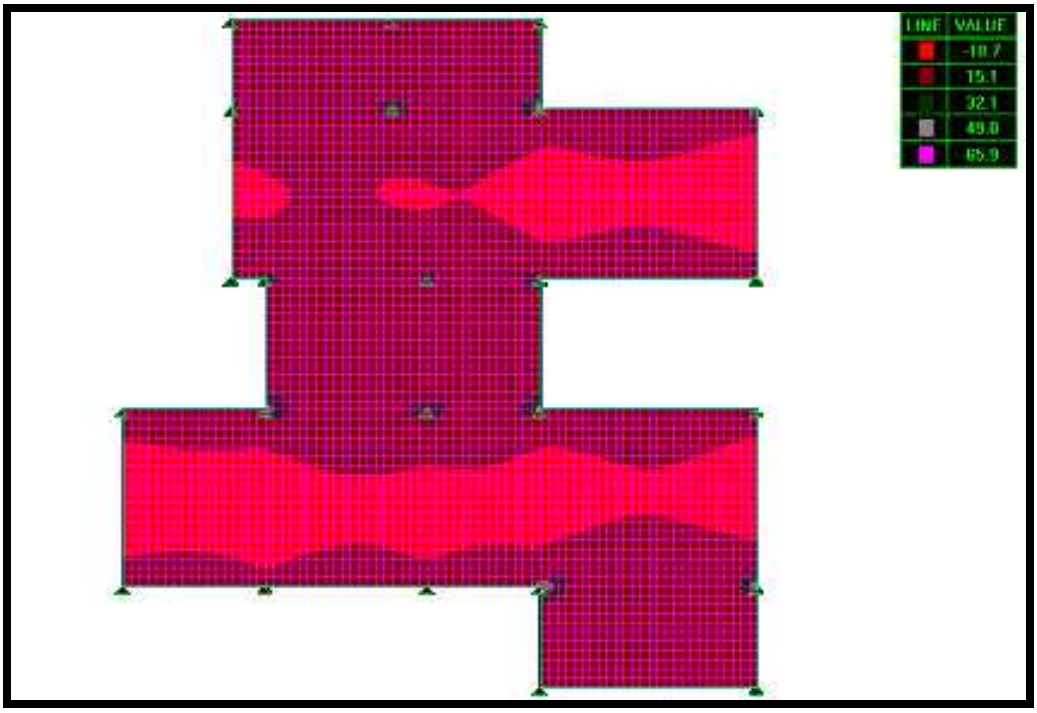
No punching shear failure.

Atir program give us those result

Moment in X direction for Ground floor :



Moment in Y direction for Ground floor :

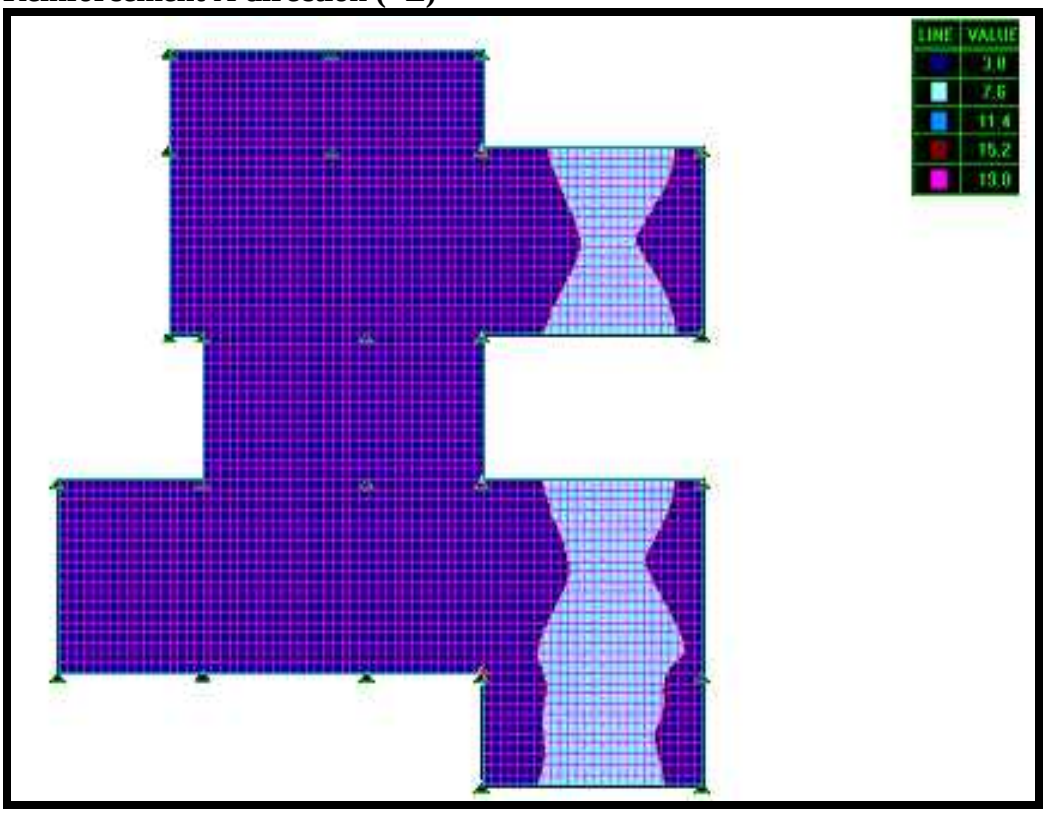


Ground floor:

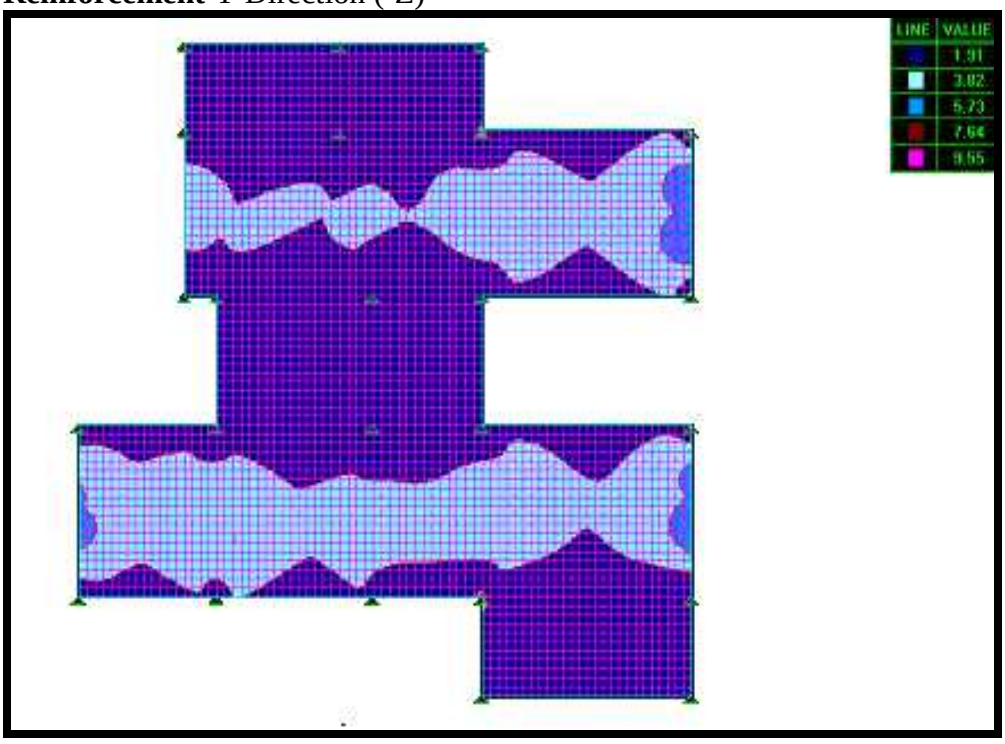
Reinforcement (-Z) :

Maximum reinforcement by Atir program(as shown below) is 19.1cm²in X direction and 9.55cm²in y direction so we used #10 per 8cm for X direction and 9.55cm²for y direction so we used #10 per 5cm

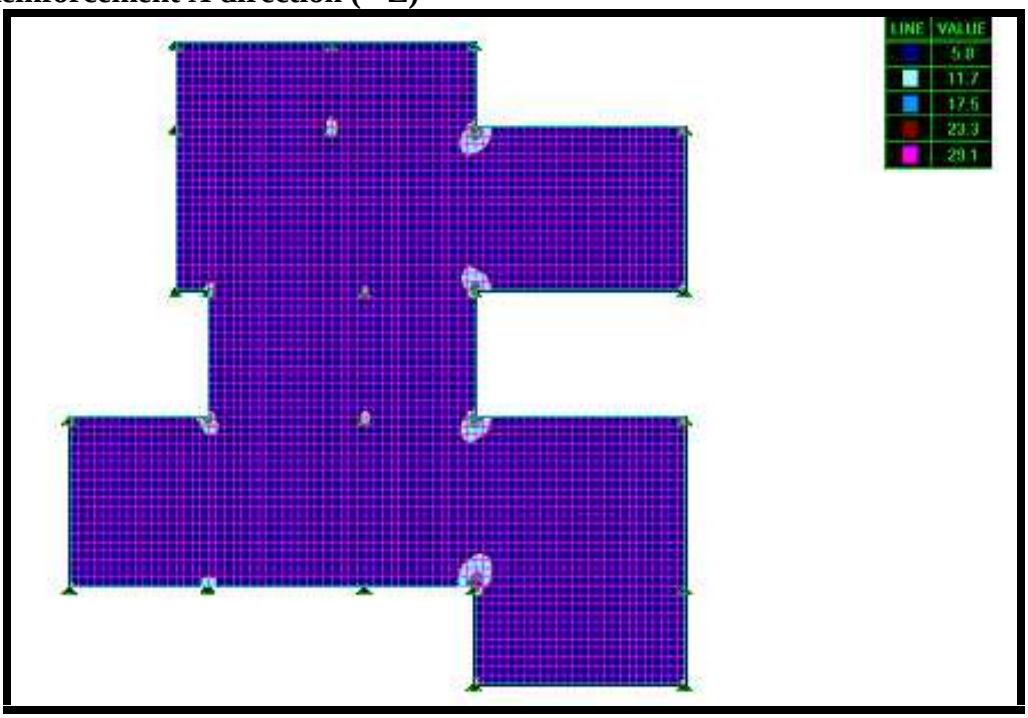
Reinforcement X **direction (-Z)**



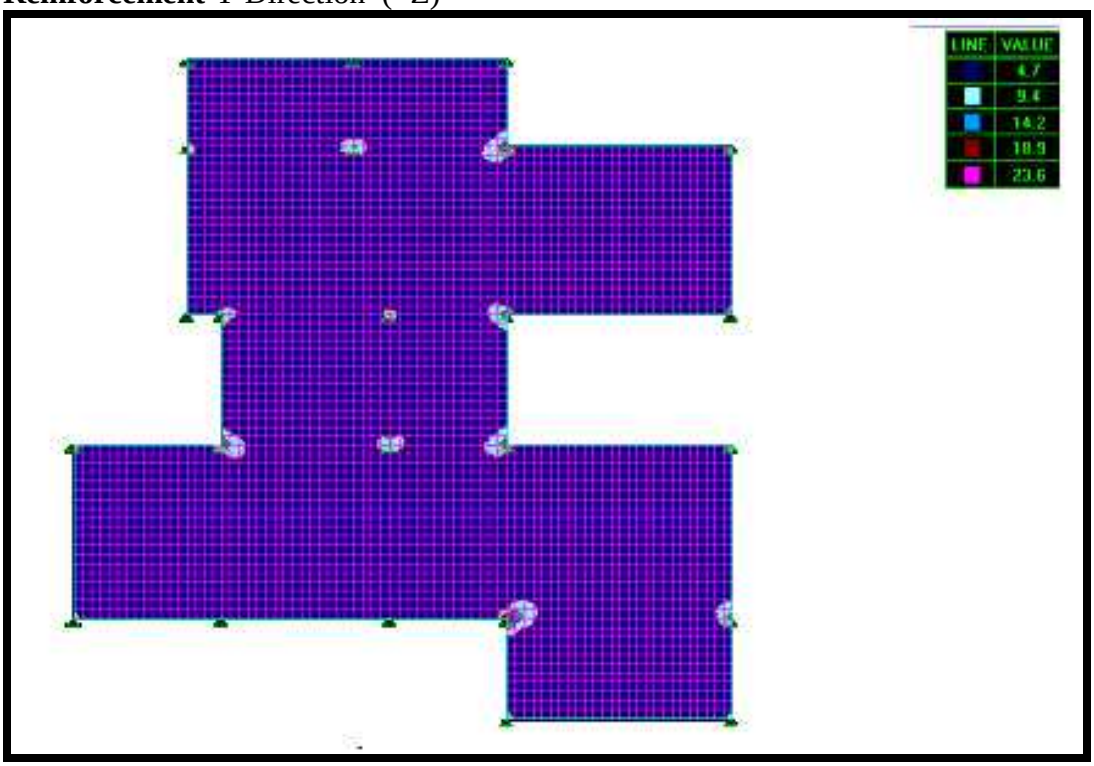
Reinforcement Y Direction (-Z)



Reinforcement X direction (+Z)

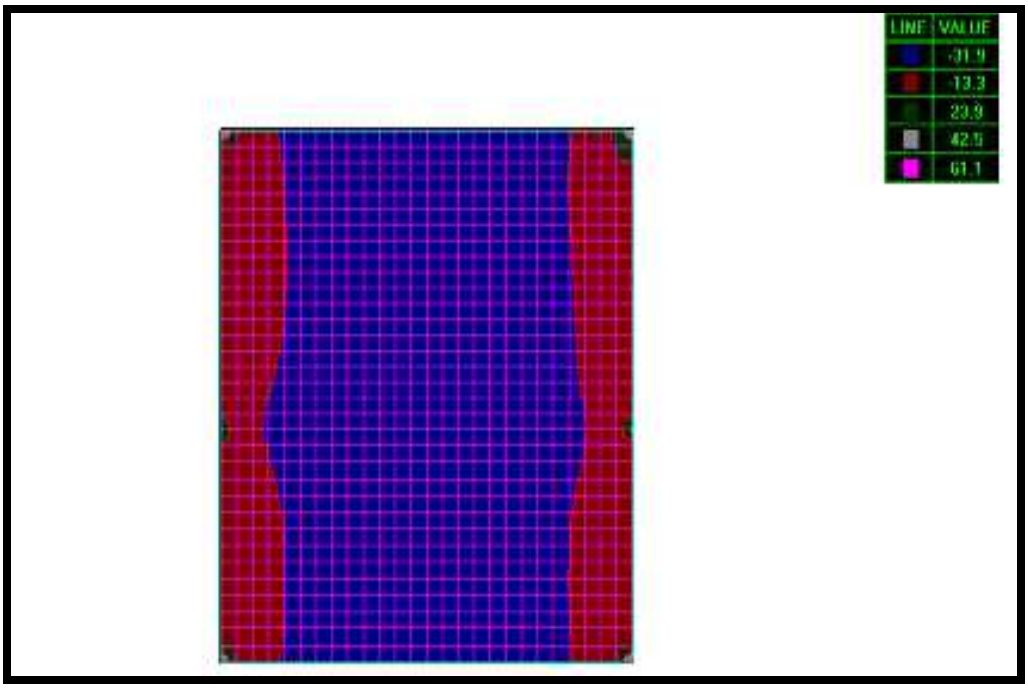


Reinforcement Y Direction (+Z)

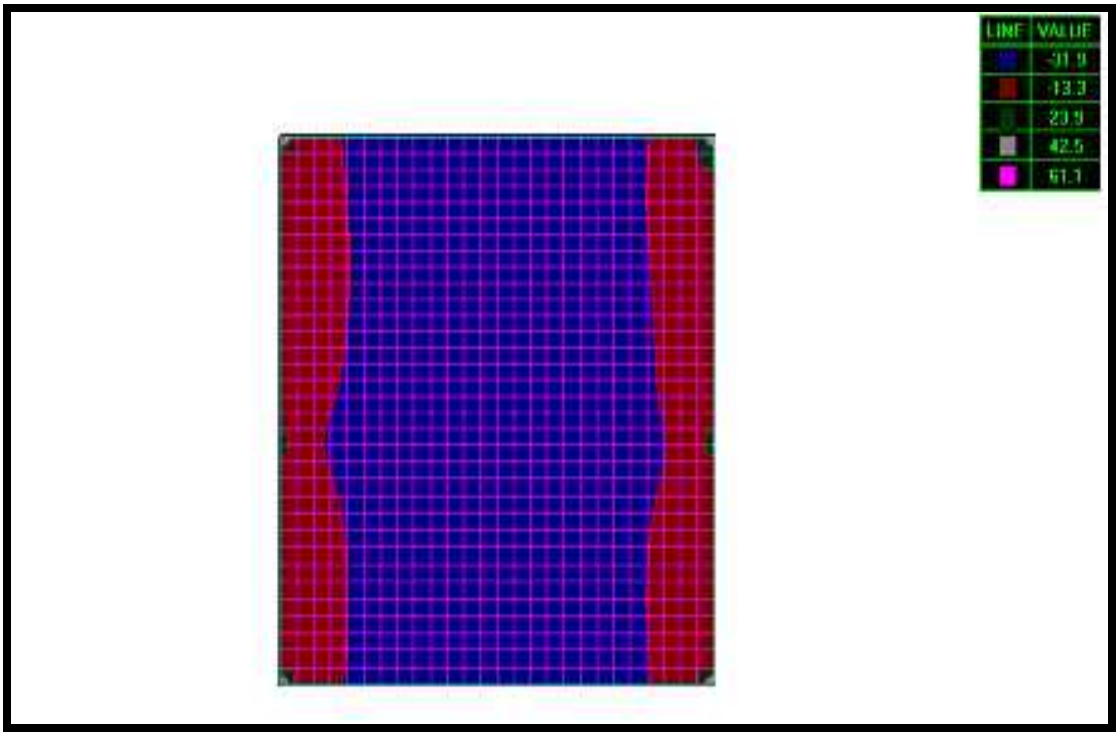


For roof floor:

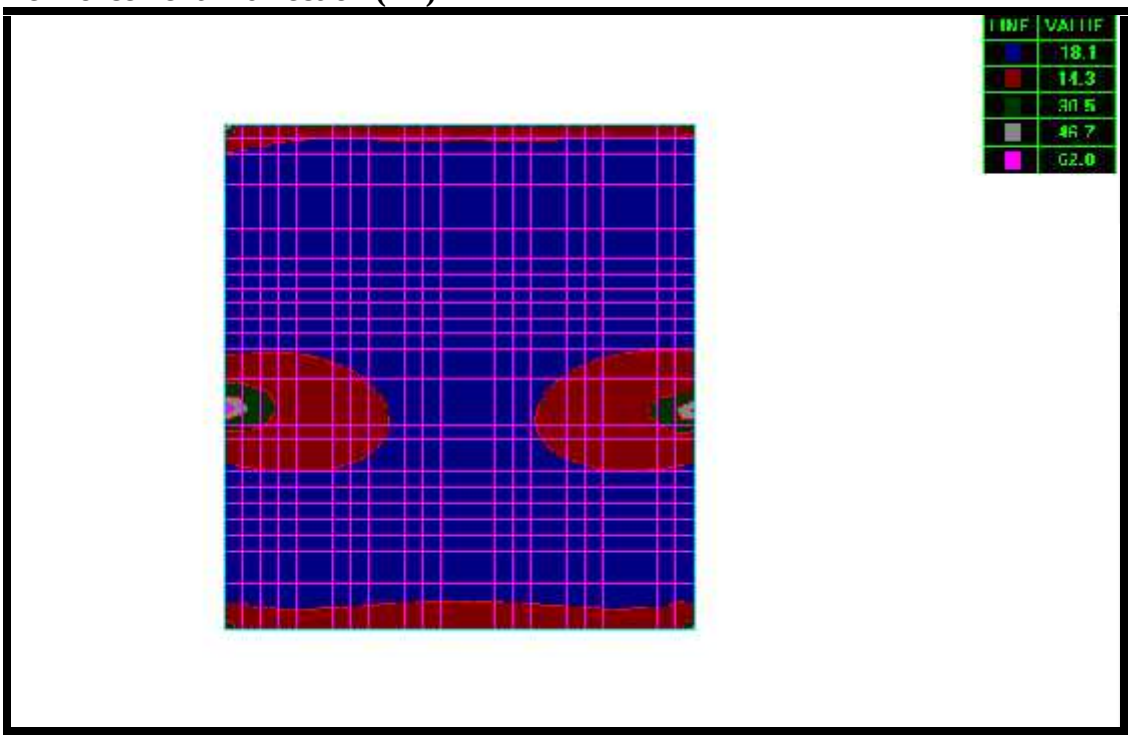
Moment X direction



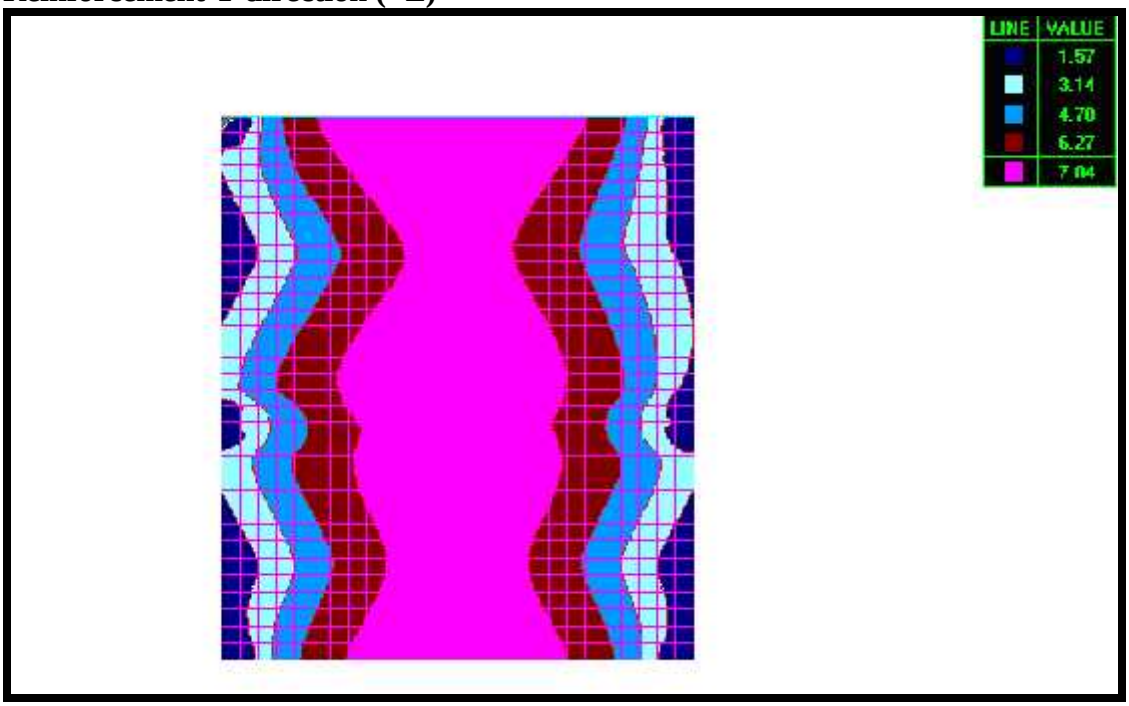
Moment in y direction :



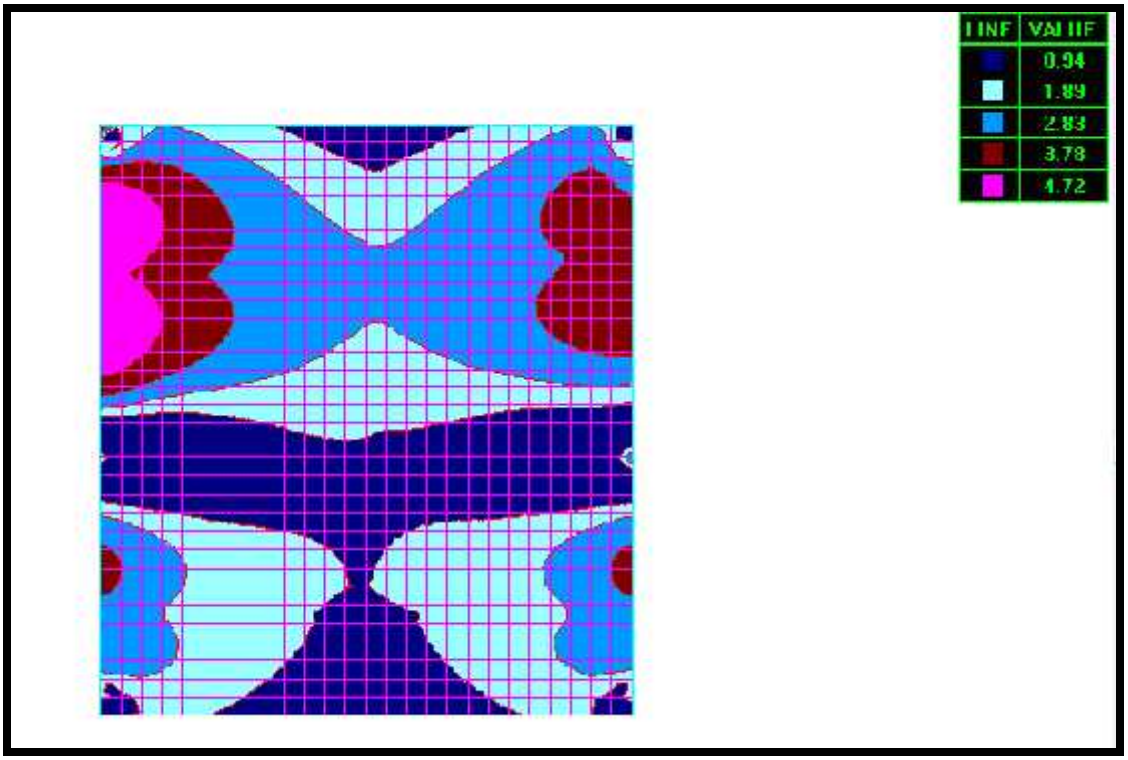
Reinforcement X direction (-Z)



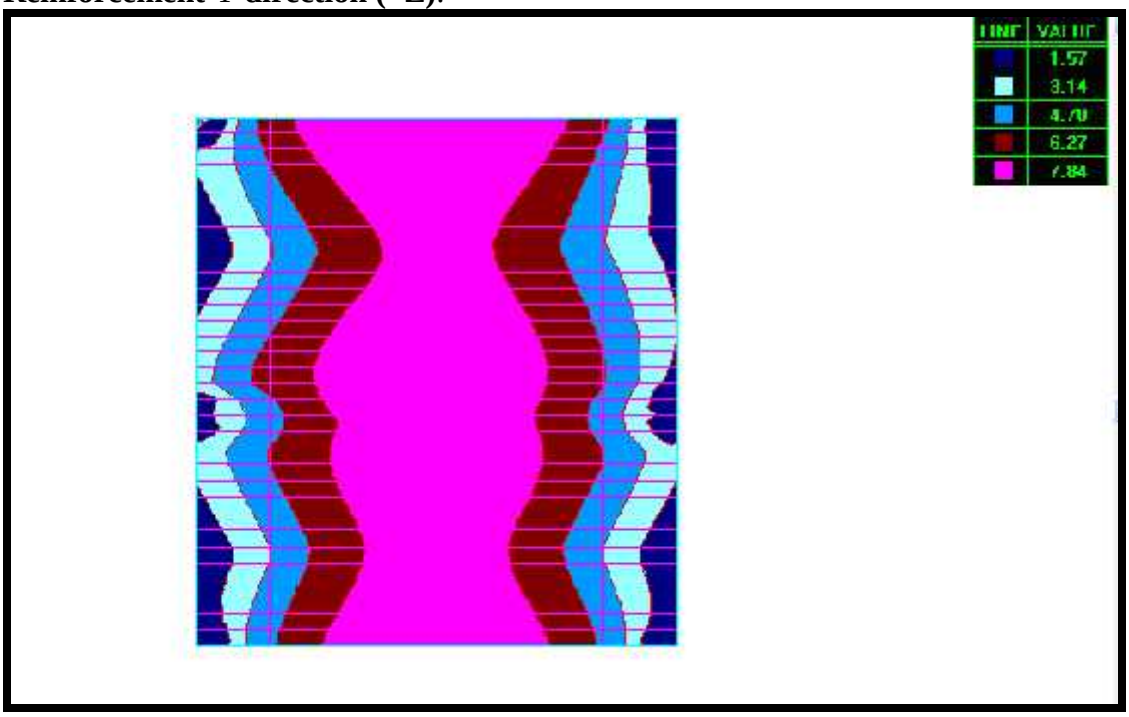
Reinforcement Y direction (-Z)



Reinforcement X direction (+Z)



Reinforcement Y direction (+Z):



الفصل الخامس :

٥.١ النتائج :

١- تم عمل دراسة تحليلية إنشائية للمبنى اشتملت على تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي المستخدم.

٢- تم عمل كافة الحسابات اللازمة في عملية التصميم الانشائي لجميع العناصر الإنشائية.

٣- تم عمل كافة المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية بشكل قابل للتنفيذ.

٤- تم تصميم المجمع ليقاوم الزلازل، حيث تم حساب احمال جدران القص (Shear Wall).

٥- تم تصميم الأساسات بناء" على قوة تحمل تربة مقدراها ($3.5\ kg/cm^2$)، واستخدمت قواعد مربعة منعزلة تحت كل عمود، واستخدم الأساس المستمر أسفل جدران القص.

٣- تم استخدام برامج التصميم الإنشائي مثلStaad Pro 2004 وProken و Atir) والذي يشمل:-

١-Strap هذا البرنامج يعمل على تحليل الجسور والأعمدة.

٢- BeamD هذا البرنامج يعمل على تصميم الجسور وتسليحها

٣-Footing هذا البرنامج يعمل على تصميم الأساسات.

٤ - column الذي يعمل على تصميم الأعمدة

و AutoCAD 2004 لرسم المخططات التنفيذية.

٦.٢ التوصيات :

١- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٢- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٣- تم تصميم هذا المجمع لاربع طوابق، أي بزيادة ثلاث طوابق عن المنوي بناؤه.

٤- تم تصميم هذا المجمع إنشائيا "، ولكن يجب تصميمه كهربائيا" وميكانيكيا" وعزله حراريا حتى يكون متكاملا".

٥- نظرا" لأن غالبية المشاريع لا يصمم فيها العزل الحراري، ونتيجة للدراسة الموضحة في البحث ينصح بعزل المباني حراريا" لتقليل كلفة تدفئتها وتبريدها.

٦- إذا اختلفت قوة تحمل التربة عن ($4\ kg/cm^2$) يجب إعادة تصميم الأساسات حسب القيمة الجديدة الناتجة عن الفحوصات المخبرية.

٧- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزا" للتنفيذ إنشائيا" ومعماريا".

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-02).

2. Design of Concrete Structures , Arthur H.Nilson , Twelfth Edition.

3. Uniform-Building-code-volume-2-1997.

٤. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الـوطني الأردنـي، عمـان، الأردن، ١٩٩٠م.

٥. علاء سميح صافي و محمد علي السباع ، "التصميم الانشائي لمجمع سكني موفر للطاقة " مشروع تخرج جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٥.

٦. فرحات عبد المنعم عسيلي ، موفق عادل أبو زينه و يوسف غالب الهبموني ،" التصميم الانشـائي لمجمع تجاري " مشروع تخرج جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ٢٠٠٦.

٧. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project