بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمدرسة (School building)
وخزان مياه
في جنوب الخليل-الحمب

فريق العمل

أنس حسين شاهين علاء موسى دبلسة محمد محمود اسليميه

إشراف

د.محمد طه السيد احمد

الخليل- فلسطين

2011

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمدرسة (school building)
وخزان مياه
في جنوب الخليل-الحمب

فريق العمل

أنس حسين شاهين　　علاء موسى دبابسة　　محمد محمود اسليميه

إشراف

د.محمد طه السيد احمد

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كمتطلب جزئي للحصول على :-

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

2011

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمدرسة (School building)

وخزان مياه

في جنوب مدينة الخليل-الحمر

فريق العمل

أنس حسين شاهين **علاء موسى دبابسة** **محمد محمود اسليميه**

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا كمتطلب جزئي للحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف
د.محمد طه السيد احمد
.....

توقيع رئيس الدائرة
م.خليل كرامة
.....

اهداء

الى ينابيع العطاء الذين زرعوفي نفوسنا الطموح والمثابرة.... آبآؤنا الأعزاء

الى ينابيع الحنان التي لا تنضب... أمهاتنا الغاليات

الى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتنا وشبابنا..... اخواننا وأخواتنا

الى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعتهم قلوبنا..... أصدقائنا

الى من ضحوا بحريتهم من أجل حرية غيرهم..... أسرانا البواسل

الى من هم أكرم منا مكانة..... شهداء فلسطين

الى كل محبي العلم والمعرفة

الى أساتذتنا الأجلاء

الى من احتضنتني كل هذا الكم من السنين ..... فلسطين الحبيبة

الى زملائنا في جامعة بوليتكنك فلسطين

الى كل من ساهم في انجاح هذا العمل

فريق العمل....

الشكر والتقدير

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل الشكر وأسمى آيات التقدير، إلى جامعتنا الغالية ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية، والى كل الذين ساهموا ووقفوا معنا من اجل تحقيق هدفنا المنشود في انجاز هذا البحث المتواضع ليضعونا على أول الطريق .....طريق مواجهة الحياة العملية

ونخص بالذكر آبائنا وأمهاتنا اللاتي سهرن الليالي وكابدوا من اجل راحتنا وتحقيق أحلامنا، والنهوض بنا إلى مصاف أهل العلم ...والى أساتذتنا الأفاضل ، ونخص بالذكر مشرفنا العلمي د. محمد السيد احمد الذي لم يأل جهدا في ولادة هذا العمل إلى النور عبر توجيهاته وإرشاداته العلمية البناءة ، ومتابعة خطواتنا أول بأول ، والى كل من قدم لنا النصح والإرشاد في هذا العمل ، والى كل الذين لم نذكرهم حصرا ..

لهم متسع في القلب أيضا.

لكم منا مرة أخرى أسمى آيات الشكر والمحبة طالما حيينا.

وتفضلوا منا بقبول فائق الاحترام...

فريق العمل...

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمدرسة الحمب *(school building)*

وخزان مياه

في جنوب الخليل -الحمب

فريق المشروع

أنس حسين شاهين　　علاء موسى دبابسة　　محمد محمود اسليميه

جامعة بوليتكنك فلسطين-٢٠١١م

إشراف

د. محمد طه السيد احمد

هدف هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور وأعمدة وأساسات وجدران .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى المباني التعليمية في مناطق جنوب الخليل والتي تعاني من زيادة اعداد الطلبة بشكل يفوق الطاقة الاستيعابية للمباني الموجودة في هذه المناطق ، وكذلك بسبب تفاقم المشاكل المائية في فلسطين تم اختيار تصميم خزان مياه لنكون قادرين على متابعة احتياجات العمل في فلسطين.

يتكون المبنى من اربعة طوابق بمساحة ٥٠٠ م^{٢} للطابق، بحيث يحتوي المشروع على العديد من الفعاليات والفراغات مثل المكاتب والغرف الصفية ، الموزعة معماريا بشكل مناسب.
وبالنسبة لخزان الماء فيتسع تقريبا ٦٠٠ م^{٣} من المياه ، وهو خزان يقع على سطح الارض .

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ،ولتحديد احمال الزلازل ،اما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2008)، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل : Autocad2007, Atir , STAAD.Pro, Office2007, Strap, وغيرها.

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية باذن الله وتوفيقه.

بتوفيق الله

Structural Design and Details of School building And Rested Tank

Project Team

Mohammad Isleymeyeh **Alaa Dababseh** **Anas Shaheen**

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Dr. Mohammad Taha Al-sayyed Ahmad

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and construction details of a multistory School building located in south Hebron .

This School building consists of 4 floors and it contains many activities. It consist is reinforced concrete skelton structure with stone, concrete,block as cladding . ACI 318m-08 will be used in the design of the structure.

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

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية.

الموضوع الصفحة

صفحة العنوان	i
تقرير مشروع التخرج	ii
شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
الإهداء	iv
الشكر والتقدير	v
خلاصة المشروع	vi
فهرس المحتويات	viii
فهرس الجداول	xii
فهرس الأشكال والرسومات	xii
List of Abbreviations	xv

الفصل الأول.

المقدمة

الموضوع	الصفحة
(1-1) المقدمة	2
(2-1) مسالة البحث	3
(3-1) نظرة عامة عن المشروع.	3
(4-1) الهدف من المشروع	4
(5-1) خطوات المشروع	5
(6-1) أسباب اختيار المشروع.	5
(7-1) نطاق المشروع	6
(8-1)الجدول الزمني	6

الفصل الثاني.

الوصف المعماري للمشروع

الموضوع

(1-2) المقدمة ١٠

(2-2) وصف الطوابق ١٠

١- الطابق الاول ١٠

١- الطابق الثاني ١١

٣-الطابق الثالث ١١

٤-الطابق الرابع ١٢

(3-2) وصف الواجهات ١٢

١- الواجهة الجنوبية ١٣

٢- الواجهة الشمالية ١٣

٣- الواجهة الشرقية ١٤

٤- الواجهة الغربية ١٤

(4-2) العناصر المعمارية ١٥

(5-2) الحركة ١٦

الفصل الثالث.

الدراسة الإنشائية

الموضوع

(1-3) المقدمة ١٨

(3-2) هدف التصميم الإنشائي ١٩
(3-3) الإختبارات العملية ١٩
(3-4) مراحل التصميم الإنشائي ١٩
(3-5) الاحمال المؤثرة على المبنى ١٩
١-الأحمال الميتة ٢٠
٢- الأحمال الحية ٢١
٣- أحمال الرياح ٢٣
٤- أحمال الثلوج ٢٤
٥- أحمال الزلازل ٢٥
(3-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ٢٧
١-العقدات ٢٧
٢- الأدراج ٣٠
٣- الجسور ٣١
٤- الأعمدة ٣٢
٥- جدران القص ٣٢
٦- الأساسات ٣٢

Chapter Four

TABLE OF CONTENTS

Structural Analysis and Design

Title Page

(4.1) Introduction 35

(4-2) Determination of thickness of rib slab 36

(4-3) Calculation of dead load 37

(4-4) Load cases and load combinations 38

(4.5) Design of rib (2) in first floor 41

1-desigen of shear reinforcement 42

2-design of positive moment 43

3-design of negative moment 44

4-Topping design 45

(4.6) Design of beam (24) 46

1-Design moment of beam (24) 47

2- Design positive moment reinforcement 48

3-Design negative moment reinforcement 51

4 - Design of Shear Reinforcement 53

(4-7) DESIGN OF BEAM (NO. 3) 55

1- Design of positive moment for beam(B3) 57

2- Design of shear for beam (B3) 59

(4-8) Design of column 60

1- Design Of Longitudinal Reinforcement 60

2- Design of the Tie Reinforcementz 62

(4.9) Design of Isolated footing(F9) C44 63

1- Design of Footing Area 64

3- Development length of dowel reinforcement 66

(4.10) Design of combined footing 71

1- Determination of the foundation depth 72

2- Design for Bending Moment 74

(4-11) Design of strip footing 78

1- Load Calculation 78

2- Design for flexure 78

(4-12) Design of wall footing 80

(4-13) Design of Stair 81

1- Load Determination 82

2- Stair reinforcement Design 83

(4-14) Design of solid slab of the stair roof 84

(4-15) Design of Shear Wall 86

1- Calculation of shear force on shear walls 86

2- Design of shear 90

3- Design of moment 92

Chapter Five

TABLE OF CONTENTS

Structural Analysis and Design of Tank

(5-1) Introduction **97**
(5-2) Analysis of reservoir loads **99**
(5-3) Desigen Of Wall **105**
(5-4) Footing Design **108**
(5-5) Design for Bending Moment **112**

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1.3) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	21
جدول (2.3) يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى	22
جدول (3.3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	23

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل(١,١) يبين مراحل القيام المشروع	6
الشكل(٢.١) يبين الجدول الزمني للمشروع للفصل الاول	7
شكل رقم(٣.١) يبين الجدول الزمني للمشروع للفصل الثاني	7
الشكل(١,٢) الطابق الاول	10
الشكل(٢,٢) الطابق الثاني	11
الشكل(٣,٢) الطابق الثالث	12
الشكل(٤,٢) الطابق الرابع	12

الشكل (٥.٢)الواجهة الاماميه (الجنوبيه) 13

الشكل(٦.٢) الواجهة الخلفيه (الشماليه) 14

الشكل(٧.٢) الواجهة الجانبيه(الشرقية) 14

الشكل (٢-٨) الواجهة الغربية 15

الشكل(١.٣) الأحمال الميتة في المباني 20

الشكل(٢.٣) أحمال الرياح على المباني 23

الشكل(٣.٣) أحمال الثلوج على المنشات 24

الشكل (٣-٤) خارطة تبين توزيع المناطق الزلزاليه في فلسطين 26

الشكل(٥.٣) عقدة الأعصاب 28

الشكل(٦.٣) عقدة مصمتة باتجاه واحد 28

الشكل(٨.٣) الدرج 29

الشكل(٩.٣) الجسر الخرساني المسحور 30

شكل(٣-١٠) : شكل الجسر الخرساني المدلى 30

الشكل (١٠.٣) مقطع العمود 31

TABLE OF FIGURE

FIGURE	page
Figure (4.1): section in one way ribbed slab	38
Figure (4.2): Spans length of rib (2)	41
Figure (4.3): Rib location	41
Figure (4.4): Moment diagram of rib (2)	42
Figure (4.5): Shear diagram of rib (2)	42
Figure (4-6) spans length of beam (24)	47
Figure (4.7): location of beam No.24	47
Figure (4.8): Moment diagram of beam (B24)	48
Figure (4.9): Shear diagram of beam (B24)	52
Figure (4-10) spans length of beam (3)	54
Figure (4-11) Beam3 location	54
Figure(4-12) : Envelope Moment Diagram of Beam (B3)	55
Figure. (4-13) The design shear for the beam (24)	58
Figure(4-14) Detail of column No.6	62
Figure(4-15) Detail of reinforcement Isolated footing(F9) C44	70
Figure(4-16) : Envelope Moment Combined footing	75
Figure(4-17) **:** Details for the combined foundation	77
Figure(4-18) **:** Details for the Strip foundation	79
Figure(4-19) : Detail for the Stair	80
Figure(4-20) : Moment for Stair	81
Figure(4-21) **:** Details of solid slab of stair	82
Figure(4-22) **:** Shear wall	94
Figure(4-23) **:** Details of Shear wall	95
Figure. (5-1) Top View of the tank	97
Figure. (5-2) cross-section of the tank	97
ree-dimensional model of the reservoir	97

Figure (5-4) side and top view of shell structural	99
Figure (5-5) one meter slide of Sell	99
Figure (5-6) : Service Load Reaction	100
Figure (5-7) :Factored Load Reaction	100
Figure (5-8) :Shear Envelope of Sell	101
Figure (5-9) :Moment Envelope of Sell	101
Figure (5-10) :Shear At The Edge	101
Figure (5-11) Axial Load At Sell	102
Figure (5-12) : Negative Moment Envelope of Sell	103
Figure (5-13) : Positive Moment Envelope of Sell	104
Figure (5-14) one meter slide at wall and footing	105
Figure. (5-15) The live Load for the wall	105
Figure. (5-16) The design moment for the wall	105
Figure. (5-17) The design shear for the wall	105
Figure. (5-18) The live Load At The Footing	109
Figure. (5-19) The design Shear for the footing	109
Figure. (5-20) The design moment for the footing	109
Figure. (5-21) The design moment for the footing	110
Figure. (5-22) Section (3) At The Footing	110
Figure. (5-23) Section (3) At The Footing	111

List of Abbreviations:

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement..
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **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.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

CHAPTER

1 المقـــدمة

المقدمة

(1-1) المقدمة.

(2-1) مسالة البحث.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع.

(4-1) الهدف من المشروع

(5-1) خطوات المشروع.

(6-1) أسباب اختيار المشروع.

(7-1) نطاق المشروع.

(8-1) الجدول الزمني .

(1-1) المقدمة:

لقد سعى الإنسان منذ العصور القديمة إلى تطوير أسلوب معيشته وأنماط حياته وكان هذا الأمر بسبب زيادة رغباته وتطلعاته بحياة جيدة ومريحة ، حيث رافق هذا الأمر تطورا في جميع النواحي وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من آخر هذا التطور العمراني أسلوب إقامة المراكز والمجمعات التجارية .

وفي ظل هذا التقدم السكاني والعمراني وازدياد الاقبال على التعليم في المجتمع الفلسطيني ازدادت الحاجة لانشاء المباني التعليمية والمدارس التربوية لسد متطلبات زيادة اعداد الطلبة والحاجة لاماكن تعليمية ، وكذلك زيادة الحاجة للمنشآت المائية في فلسطين دفعنا الى تصميم خزان مياه اضافة الى تصميم المدرسة.

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم إيجاد الحلول المناسبة لهذه الرغبات ، من تصميم وتطوير لهذه المباني التعليمية والمنشآت المائية. وأن يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوى الواقعة عليها، وبحيث تلبي اشتراطات المباني التعليمية والمائية وتوفر المتطلبات المعمارية لهذه المباني.

ومن هذا المنطلق تجلت كل اهتماماتنا على اختيار هذا المشروع الذي تم تصميمه معماريا، لنكمل نحن الطريق بتصميمه إنشائيا لكي يصبح المشروع قابلاً للتنفيذ.

(2-1) مسالة البحث:

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجري عليه الدراسة.

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ..الخ ومن ثم تحديد أبعاد وتسليح العناصر الانشائية المختلفة.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع:

المباني التعليمية هي أمكان تتجمع فيها فراغات التدريس والخدمات الإدارية والاجتماعية، بحيث يشتمل كل ذلك في مبنى تعليمي مدرسي يحقق متطلبات السلامة والراحة وفقا لمتطلبات الاستخدام.

هناك مميزات كبيرة لهذا المبنى تتجلى فيه سهولة الاستخدام وتحقيق الاهداف المطلوبة من بنائه.

وخلافا لما هو سائد في معظم المدارس التعليمية في منطقتنا فان هذا المبنى التعليمي احتوى على مجموعة من الفعاليات الضرورية لتلبية احتياجات الطلبة في المدارس من مختبرات وقاعات رياضية وغرف نشاطات طلابية .

(4-1) الهدف من المشروع:

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين:

١.أهداف معمارية:

قد لا يكون الشكل الذي تمتاز به هذه المنشأت هو الهدف الرئيسي لإنشائها الا انه متطلب اساسي في هذه المباني حيث لا بد من تحقيق متطلبات الجمال والمنفعة والاقتصاد والمتانة في هذه المنشآت والتي تعتبر متطلبات التصميم المعماري الاساسية.

٢.أهداف إنشائية:

آ- التحليل والتصميم الإنشائي للمبنى التعليمي، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأساسات... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يتعارض مع المتطلبات المعمارية والمتطلبات التعليمية داخل المبنى، ولا يؤثر على الطابع والشكل المعماري المصمم.

ب-تحقيق الكفاءة الإنشائية للمبنى بحيث لا تتعارض والعنصر الجمالي في المشروع او أي عناصر معمارية اخرى.

(5-1) خطوات المشروع:

١- دراسة المخططات المعمارية للمبنى من (مساقط، واجهات ،قطاعات، موقع عام) وربط هذه المخططات مع بعضها البعض .

٢- القيام بتوزيع الأعمدة بحيث لا تتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري.

٣- دراسة المبنى إنشائيا بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية، والأحمال الواقعة على المبنى، واعتماد النظام الإنشائي المناسب له.

٤- التحليل الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٥- التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

٦- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية للمبنى بحيث يتم إخراجها بصورة قابلة للتنفيذ.

٧- كتابة المشروع وفقا لمتطلبات الهندسة الانشائية.

(6-1) أسباب اختيار المشروع:

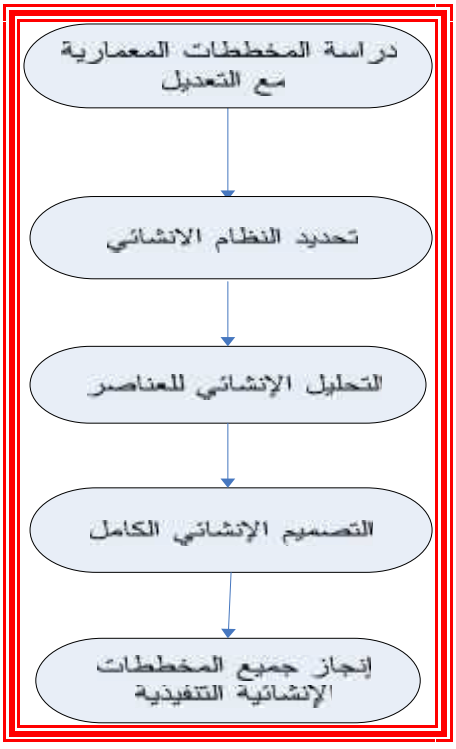
تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني التعليمية والمنشآت المائية والتي تعتبر الاكثر انتشارا في المحافظات الفلسطينية كالمشروع الذي سنعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي تواجه المهندس الانشائي بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله. ومن الأمور التي دفعت إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء متطلبات التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

(1-7) نطاق المشروع:

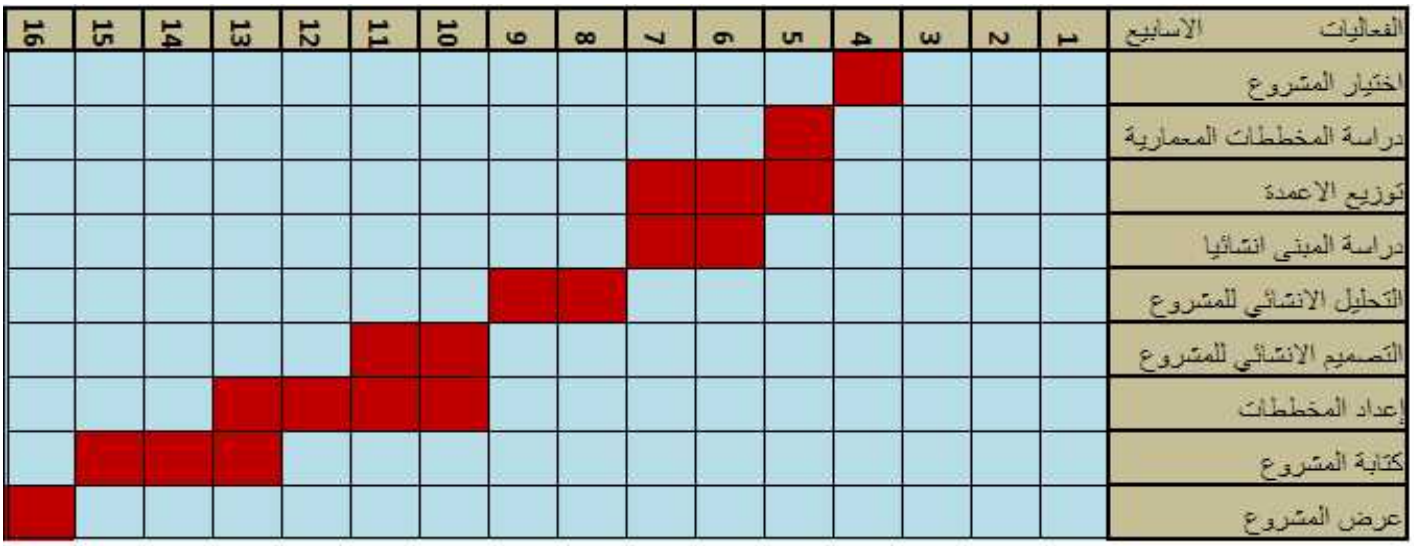
يحتوي هذا المشروع على عدة فصول مفصلة كالآتي:

- الفصل الأول: وهو مقدمة عامة للمشروع،
- الفصل الثاني: ويتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث: ويحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمشروع.
- الفصل الرابع: إجراء التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.
- الفصل الخامس: يتناول التصميم الانشائي لخزان المياه.
- الفصل السادس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة

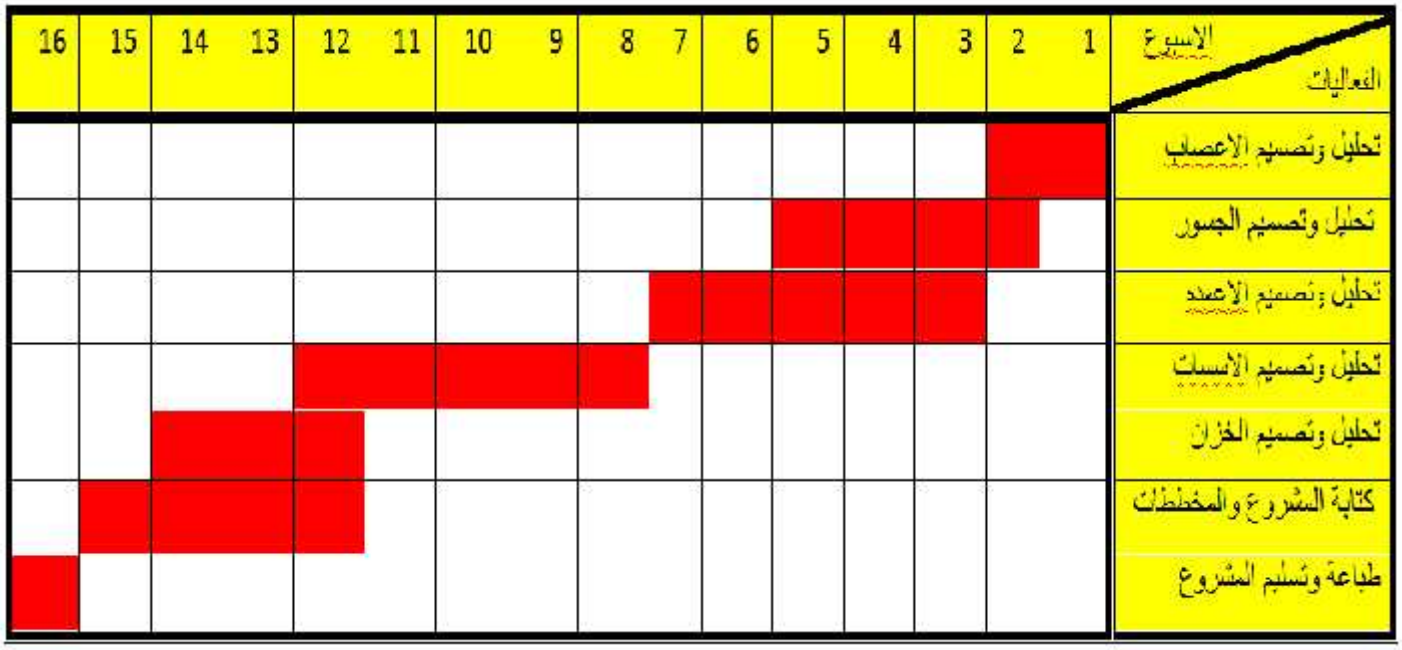
(1-8) الجدول الزمني:



شكل رقم(١.١) يبين مراحل القيام المشروع



شكل رقم(٢.١) يبين الجدول الزمني للمشروع للفصل الاول



شكل رقم(٣.١) يبين الجدول الزمني للمشروع للفصل الثاني

CHAPTER

٢

الوصف المعماري

الوصف المعماري

(1-2) المقدمة.

(2-2) وصف الطوابق.

(3-2) وصف الواجهات.

(4-2) العناصر المعماريه .

(5-2) الحركة .

(2-1) المقدمة

يتعبر الوصف المعماري من أهم الامور التي يجب الاخذ بها عند الاعداد لأي مشروع وذلك لما له من أهميه في تحديد وفهم طبيعة المشروع واقسامه وطبيعة كل جزء من المشروع.

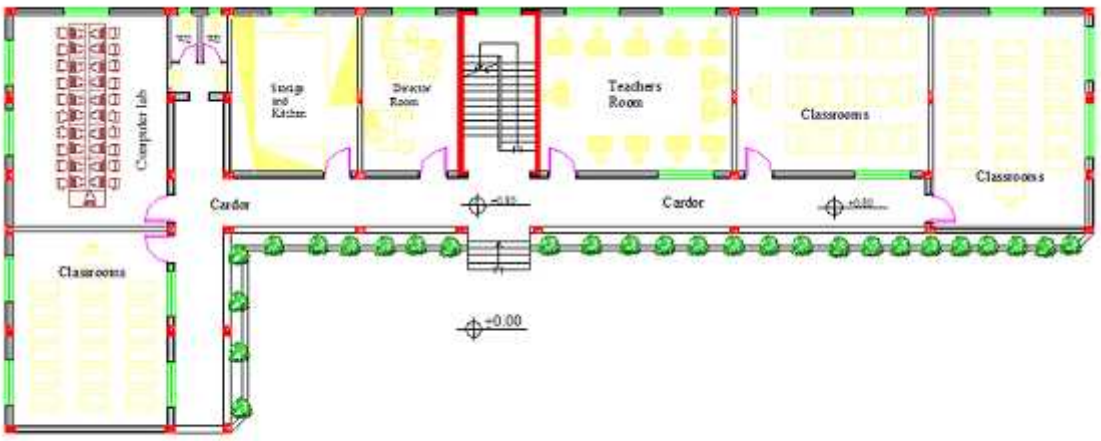
ان للتصميم المعماري الناجح متطلبات مهمه يجب أن تتم حتى تلبي الوظيفة المرجوه منه واحتياجات الإنسان في العصر الحالي وتتمثل هذه الشروط في الديمومة الوظيفية، والجمال والاقتصاد ومن المهم في هذه الشروط أن تتفاعل بين بعضها وتتناغم بحيث تحقق لدينا الرؤيا الواضحة للتصميم الأمثل وبالتالي نحصل على تصميم معماري متكامل وشامل، وهذا يتحقق بفهم المطالب الوظيفية للمبنى وتوفير المساحات وكذلك أخذ الحركة بعين الاعتبار .

ومن الخطوات المهمه والضرورية التي تسبق إعداد الدراسات الإنشائية للمشروع الهندسي هي دراسة المخططات المعمارية دراسة متعمقة بحيث يسهل التعامل معها وفهم الفعاليات المختلفة التي يحتويها المبنى والعلاقات الوظيفية الرابطة بينها ، وطبيعة الحركة واستخدام هذه الأجزاء ، والتعديلات المعمارية – إن وجدت - وأمور أخرى ذات أهمية التي تعطي الصورة الواضحة للمشروع وبالتالي يكون بالإمكان تحديد أماكن الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى بحيث تتناسب مع التصميم المعماري.

(2-2) وصف الطوابق:

١- الطابق الارضي:

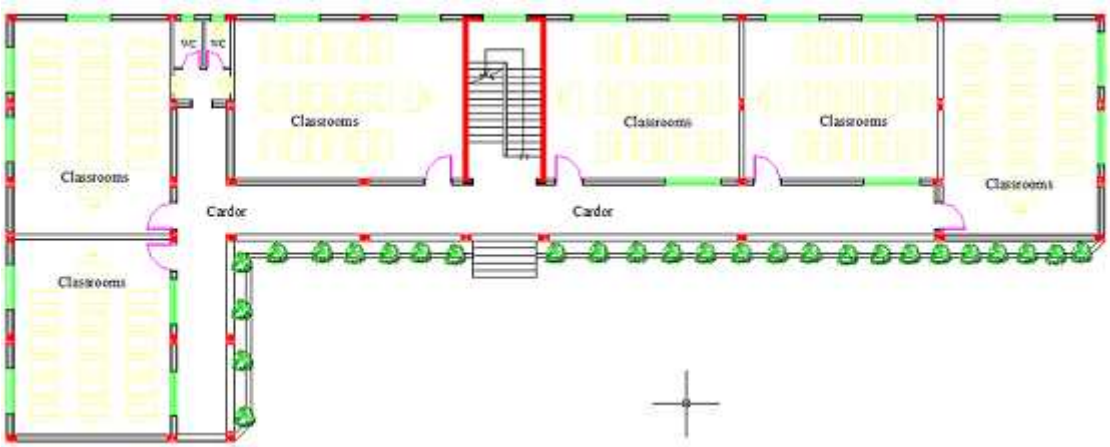
تبلغ مساحة هذا الطابق ٥٠٠ م٢ حيث يتكون من غرف صفية ومختبر الحاسوب ،كما يحتوي علـــى مكاتـــب الاداره(مكتب مدير المدرسه وغرفة المعلمين)،كما يتضمن على مطبخ ومخزن صغير،كما يحتوي على مرافـــق صحيه.،ويحتوي ايضا على ممر على طول الطابق.



الشكل(١.٢) الطابق الأول

٢- الطابق الاول:

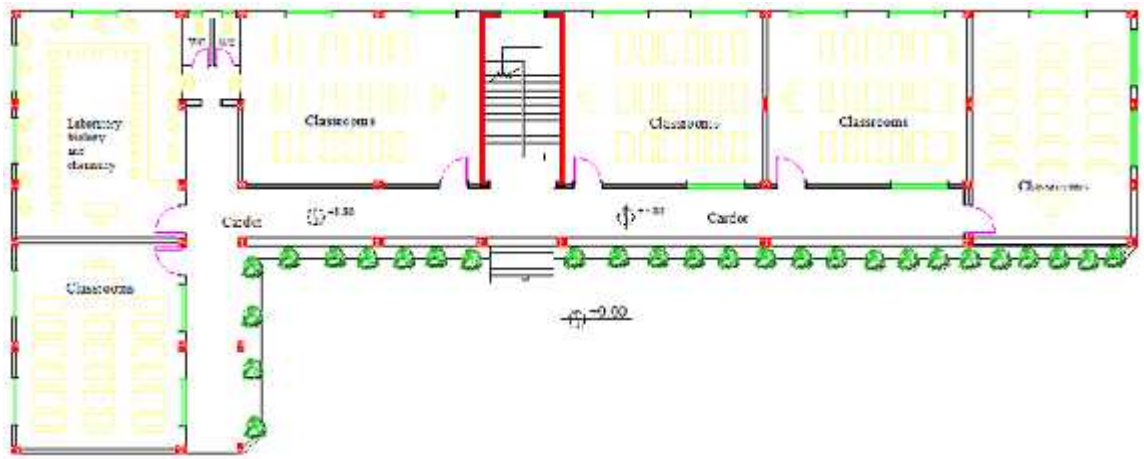
تبلغ مساحة هذا الطابق ٥٠٠م^{٢} حيث يتكون هذا الطابق من ستة صفوف دراسية،كما يحتوي على مرافق صحيه،ويحتوي ايضا على ممر على طول الطابق.



الشكل(٢.٢) الطابق الثاني

٣- الطابق الثاني:

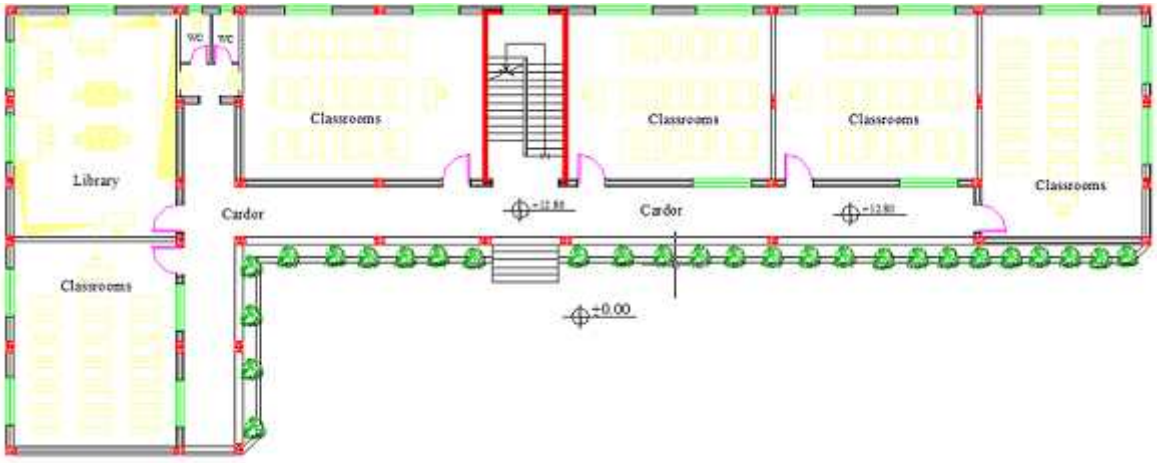
تبلغ مساحة هذا الطابق ٥٠٠ م^{٢} تقريبا .حيث يحتوي على خمس غرف صفيه،ويحتوي ايضا على مختبـــر الأحياء والكيمياء, كذلك يضم مرافق صحية وممر على طول الطابق.



الشكل(٣.٢) الطابق الثالث

٤- الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق ٥٠٠ م^{٢} تقريبا، ويحتوي على خمس صفوف دراسيه،وكذلك يحتوي علـــى غرفـــة المكتبه،وكذلك يحتوي على المرافق الصحيه وممر.



الشكل(٤.٢) الطابق الرابع

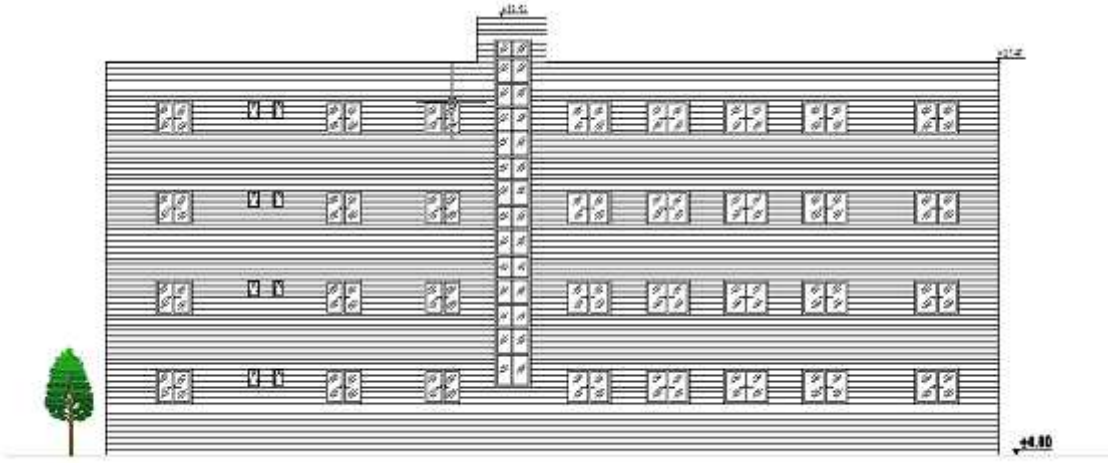
(3-2) الواجهات:

١- **الواجهة الأماميه(الجنوبيه)**:

تعتبر هذه الواجهة الرئيسية للمدرسة حيث سيتم استخدام الحجر الملطش في بنائها ليعطيها منظرا جميلا،كما يظهر فيها الشكل النموذجي للواجهة الرئيسية للمبنى المدرسي ، وبشكل عام ستكون جميع الواجهات حجريه حيث سيتم تركيب الحجر بعد الانتهاء من بناء الهيكل .

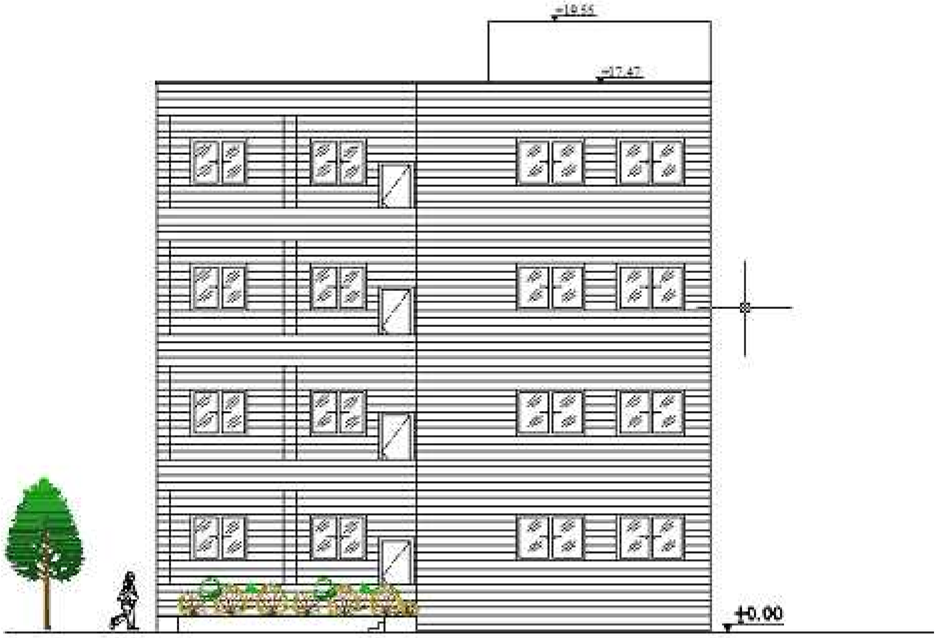
الشكل (٥.٢): الواجهة الاماميه- الجنوبيه

٢- الواجهـــــــــــــــة الخلفيـــــــــــــــه (الشـــــــــــــــماليه):



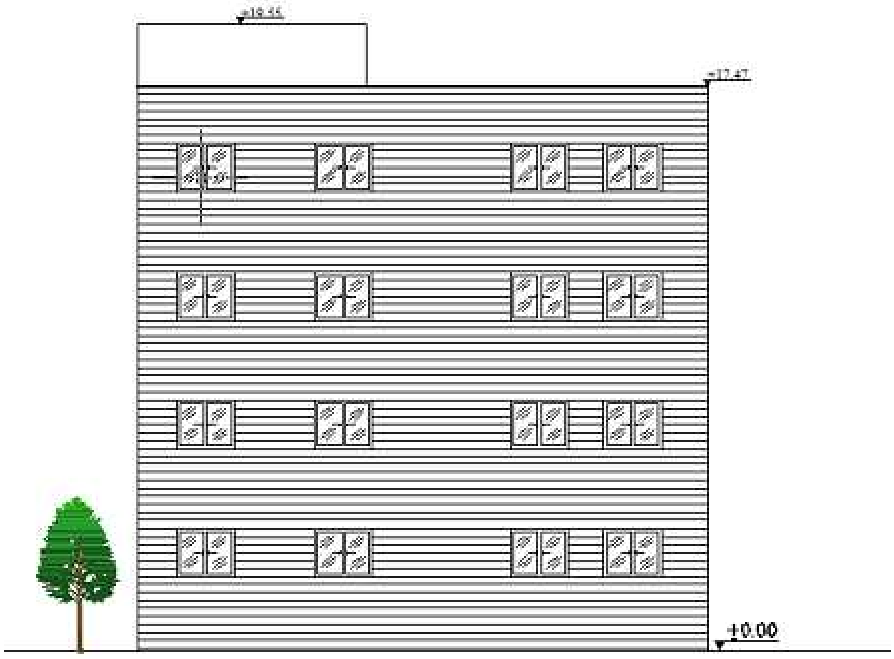
١- الشكل(٦.٢): الواجهة الخلفيه

٢- الواجهة الجانبيه:



الشكل(٧.٢): الواجهة الشرقية.

٣- الواجهــــــــــــــــــــــــــــــــــــــة الغربيــــــــــــــــــــــــــــــــــــــة:



الشكل(٨.٢): الواجهة الغربية

(2-4)العناصر المعمارية:

ان هذا المشروع (مشروع مدرسة تعليميه للذكور) يتكون من العديد من الفراغات المعمارية وهي:الصفوف المدرسية،غرف المعلمين، غرفة الاداره،مختبر العلوم ومختبر الحاسوب،مكتبة.ومرافق خدماتية وصحيه.

١- الصفوف المدرسية:

يبلغ عدد الصفوف المدرسية في هذا المشروع تسعة عشر صفا دراسيا،حيث تبلغ مساحة كل صف ٦٠ م.ويوجد في كل غرفة صفيه ثلاث شبابيك وذلك لتوفير الاضاءة والتهوية اللازمه .

٢-غرفة المعلمين:

حيث تبلغ مساحتها ٥٠م٢ تقريبا، وقد تم وضعها بالطابق الاول للمدرسه وبالقرب من غرفة المدير وذلك لتحقيق الاتصال الدائم ما بين المنطقتين.

٣-غرفة المدير والسكرتاريا:

حيث تبلغ مساحتها ٢٥م٢ تقريبا. وتم وضعها بالطابق الاول للمدرسة وذلك لكي يسهل التعامل مع المدير من قبل الطلاب والمعلمين والمواطنين.

٤-مختبر العلوم:

يقع هذا المختبر في الطابق الثالث للمدرسة وذلك لتحقيق اكبر قدر من الهدوء ،حيث تبلغ مساحته ٥٦ م٢ تقريبا.

٥-مختبر الحاسوب:

يقع هذا المختبر في الطابق الاول حيث تبلغ مساحته ٥٦م٢ تقريبا.

٦- المكتبة:

تقع المكتبة في الطابق الرابع والاخير للمدرسة وذلك لتوفير الهدوء للطلاب اثناء القراءة وتبلغ مساحتها ٥٦ م٢ تقريبا.

٧- الممرات والادراج:

تمتد الممرات على طول البناء وبعرض ٢ متر وذلك لكي يسهل على الطلاب المرور من خلاله بسهوله وراحه، وبالنسبه للادراج فيبلغ عرضها ١.٥ متر .

(5-2) الحركه:

لقد تم مراعاة طريقة الحركة بشكل مناسب في تصميم هذا المشروع ، حيث تم تصميم المداخل بشكل يسمح بدخول الطلاب الى المدرسه بشكل مريح وسهل ، كذلك تم تصميم الادراج والممرات بمقاييس جيده للحركه السهله.

CHAPTER

3

الوصف الانشائي

الوصف الانشائي

(3-1) المقدمه

(3-2) هدف التصميم الإنشائي

(3-3) الإختبارات العملية

(3-4) مراحل التصميم الإنشائي

(3-5) الأحمال المؤثرة على المبنى

(3-6) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

(3- 1) المقدمة :

إن الهدف الاساسي من عملية تصميم المنشات، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيهـا، مـع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من ناحية الأمان ومن الناحية الاقتصادية.

وتعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية فـي تصـميم المنشـات الخرسـانية المسلحة، وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا.

لذلك سنقوم بوصف العناصر الانشائية التي تدخل في تصميم هذا المشروع.

(3- 2)هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن ، وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات ورغبات المستخدمين ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي :

- عامل الأمان (factor of safety) يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والاجهادات الناتجة عنها .
- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة وعن طريق اختيار مقطع مثالي منخفض التكلفة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد (deflection) والتشققات (cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .
- الحفاظ على التصميم المعماري .
- الحفاظ على البيئه المحيطه

(3-3) الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الاختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقوب بأعداد وأعماق مناسبه مدروسة قام بها المركز الدولي للدرسات الهندسية والجيولوجية فرع الخليل وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها، وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (1.6كغم/سم٢) .

ولكن هذه القيمة المتدنيه من قيمة التحمل للتربه تحتاج الى مساحة كبيره للاساسات ويمكن حل هذه المشكلة بزيادة قوة تحمل التربة عن ظريق تحسين خواص تربة الاساس وذلك عن طريق ازالة التربة الضعيفة ووضع طبقة مدموكة من التربة التي تمتع بقوة تحمل أقوى (base course) . حيث قمنا باجراء الحسابات الازمة لحساب سماكة هذه الطبقه التي تعطي قوة تحمل تساوي (3.5كغم/سم٢) وكانت ٣م .

(3-4) مراحل التصميم الإنشائي:

سوف نقوم بتوزيع التصميم الإنشائي لهذا المشروع على مرحلتين:

١. المرحلة الأولى: حيث سنقوم في هذه المرحله بتحديد النظام الانشائي المناسب للمشروع وعمل التحاليل الانشائيه لهذا النظام.

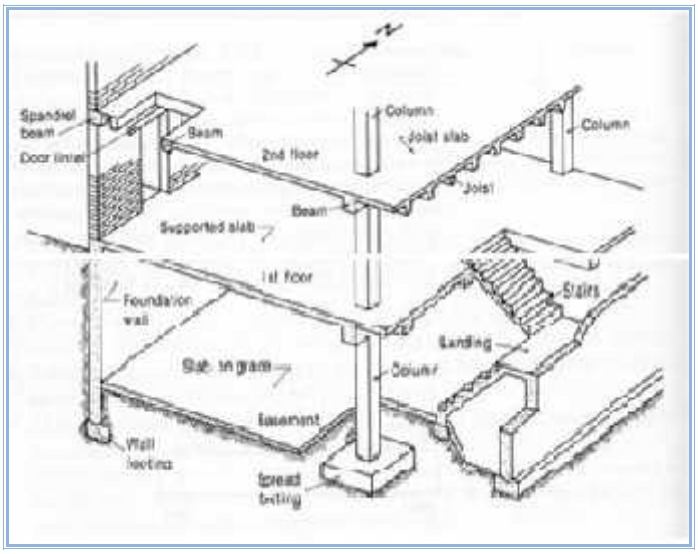
٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل عنصر من عناصر المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقا للنظام الإنشائي المختار وعمل المخططات الانشائية القابلة للتنفيذ.

(3-5) الأحمال المؤثرة على المبنى:

هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها، وان أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة لان أي خطا في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة.

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة منها الاحمال الحيه والميته، احمال الرياح، احمال الزلازل، احمال الثلوج .

الأحمال الميتة:



الشكل(٣-١): صورة تبين الأحمال الميتة في المباني .

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، وتتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط ، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم ، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية ، وهي تشمل في أغلب الأحيان على : الخرسانة ، وحديد التسليح ، والقصارة ، والطوب ، والبلاط ومواد التشطيبات ، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى في الخارج ، وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى .

جدول(٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	Tile	24
2	Sand	17
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	11
5	Plaster	22
6	Mortar	22
7	kalkal	0.1

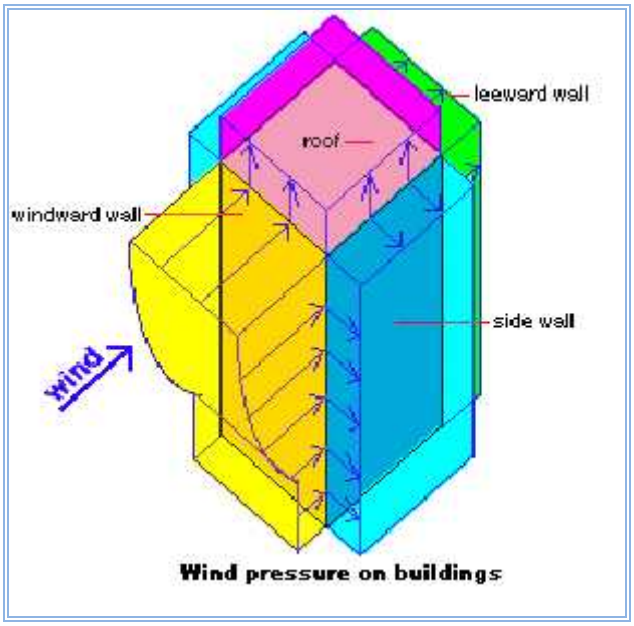
الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكان والزمان وتغير الاستخدام ، ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد من وقت على آخر بمعنى يمكن أن تكون موجودة أو لا ، وذلك حسب طبيعة المنشأ ، وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص والأثاث والأجهزة والمعدات والمواد المخزنة وغيرها ، ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع وطبيعة استخدام المبنى أو المنشأ من الجداول المعدة لهذا الغرض في الكودات المختلفة ، وقد تم اعتماد قيم الاحمال الحيه وفق الكود الاردني .

جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الأردني

NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m^2)
1	Classrooms	3
2	Library	6
3	Corridors	4
4	Labs	4
5	Rooms teachers	3
6	Kitchen	3
7	Bathrooms	2
8	Stairs	4

أحمال الرياح:



الشكل(٣-٢) أحمال الرياح على المبنى .

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتمادا على سرعة الرياح القصوى وتتغير بتغير ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى ن وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم الرياح الأفقية وهذا يظهر في المعادلة التالية :

$$Q= 0.613\ (V_z)^2$$

$$V_z = V.S_1.S_2.S_3$$

حيث أن :

Q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2).

V_z : السرعة التصميمية للرياح وهي سرعة الريح على ارتفاع محدد والتي يتعين تصميم المبنى أو المنشأ لمقاومتها ووحدتها (m/s) .

S_1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني .

S_2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤ من الكود الأردني.

S_3: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥ من الكود الأردني .

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

S_1: 1.0

S_2 :1

S_3 : 1.0

V: 35 (m/s) ……4/5/3-b

⇨ $V_z = 35*1.0*1*1.0 = 35$ (m/s)

⇨ $Q= 0.613*(35)^2 = 750.9\ N/m^2 = 0.7509\ KN/m^2$

وسيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

أحمال الثلوج:

الشكل(٣-٣) : صورة طبيعية تبين أحمال الثلوج على المنشآت .

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وباستخدام الجدول الموضح أدنـــاه حسب الكود الأردني.

جدول(٣-٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

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

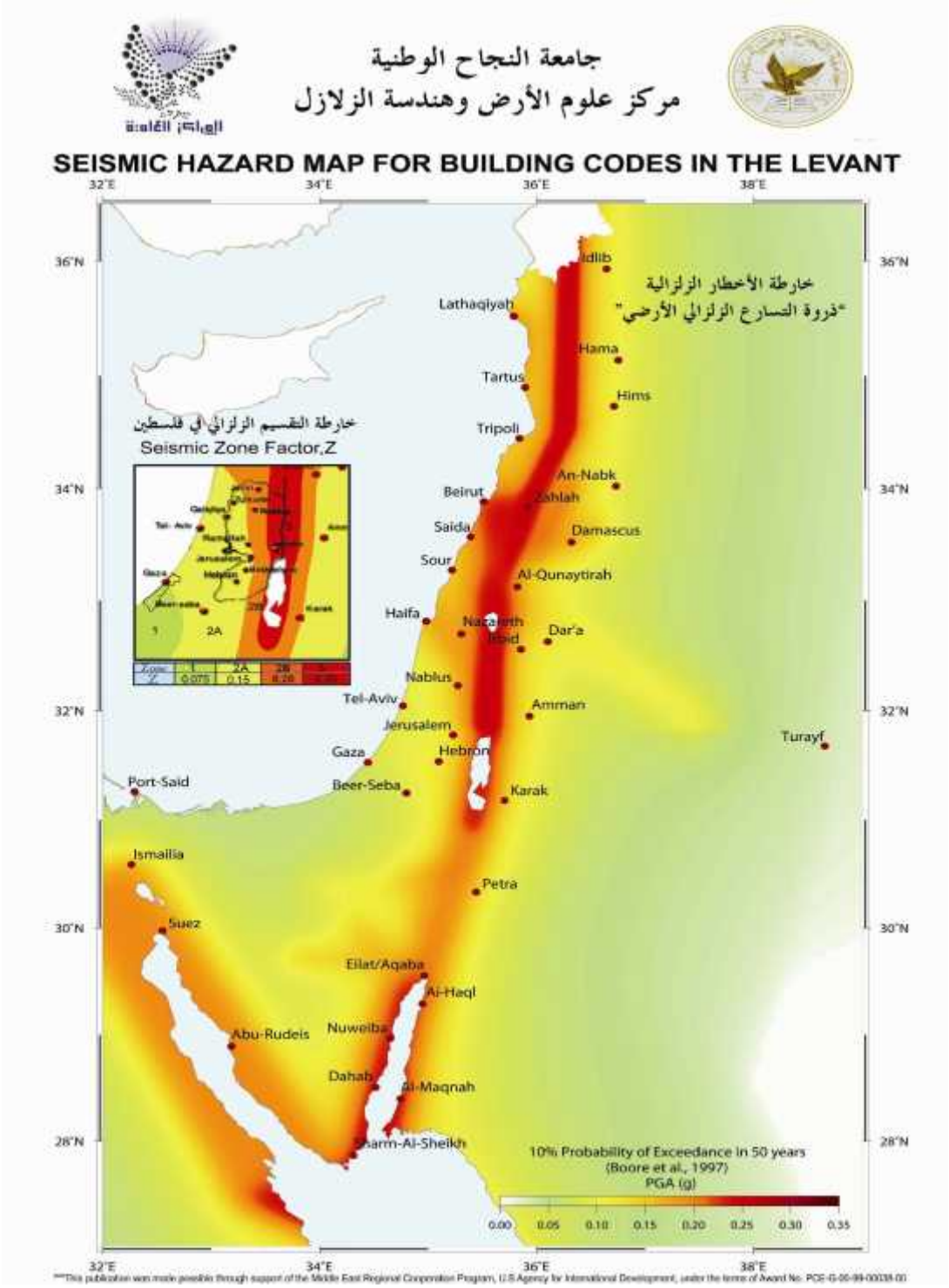
استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (1001م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

SL = (h-400) / 400

SL = (1001 – 400) / 400 = 1.5 KN/m²

أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل.وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.



الشكل (٣-٤) خارطة تبين توزيع المناطق الزلزاليه في فلسطين

(3-6) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

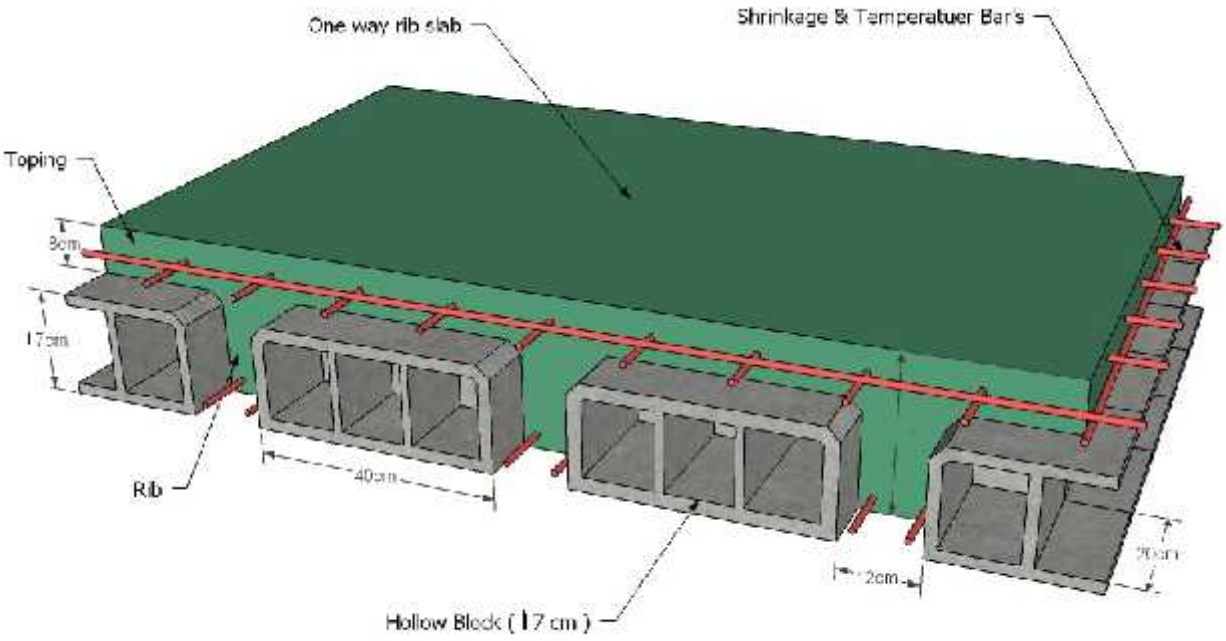
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة وغير ذلك.

العقدات:

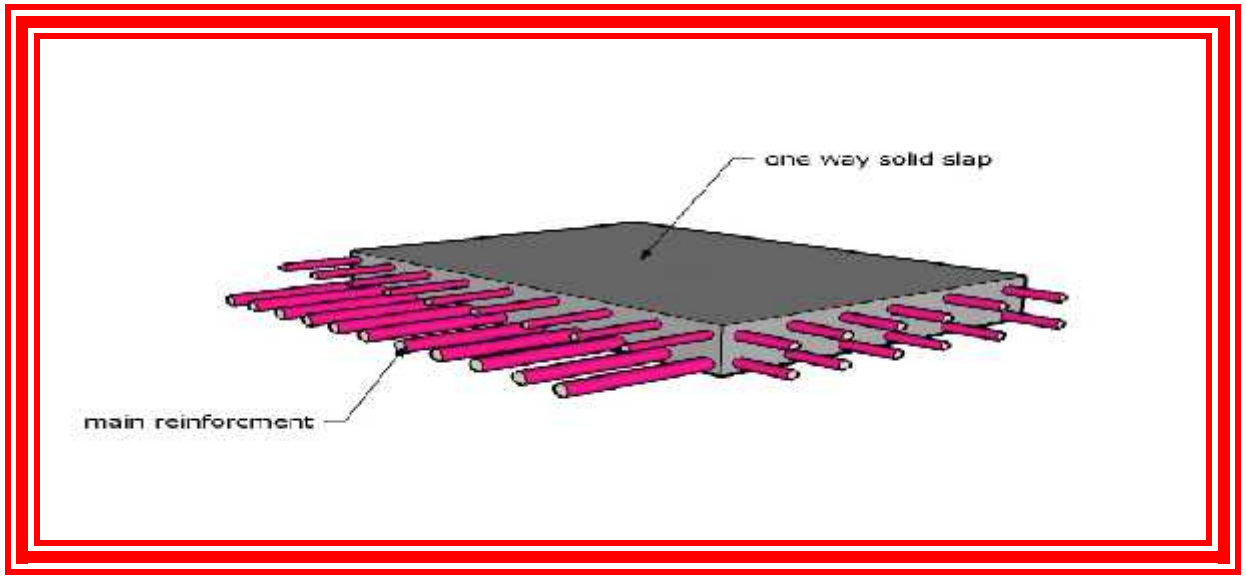
هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الراسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. في هذا المشروع نوعين من العقدات كلا في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

١) عقدات مفرغة باتجاه واحد (One way ribbed slab).

٢) عقدات مصمتة مسلحة باتجاه واحد (One way solid slab).



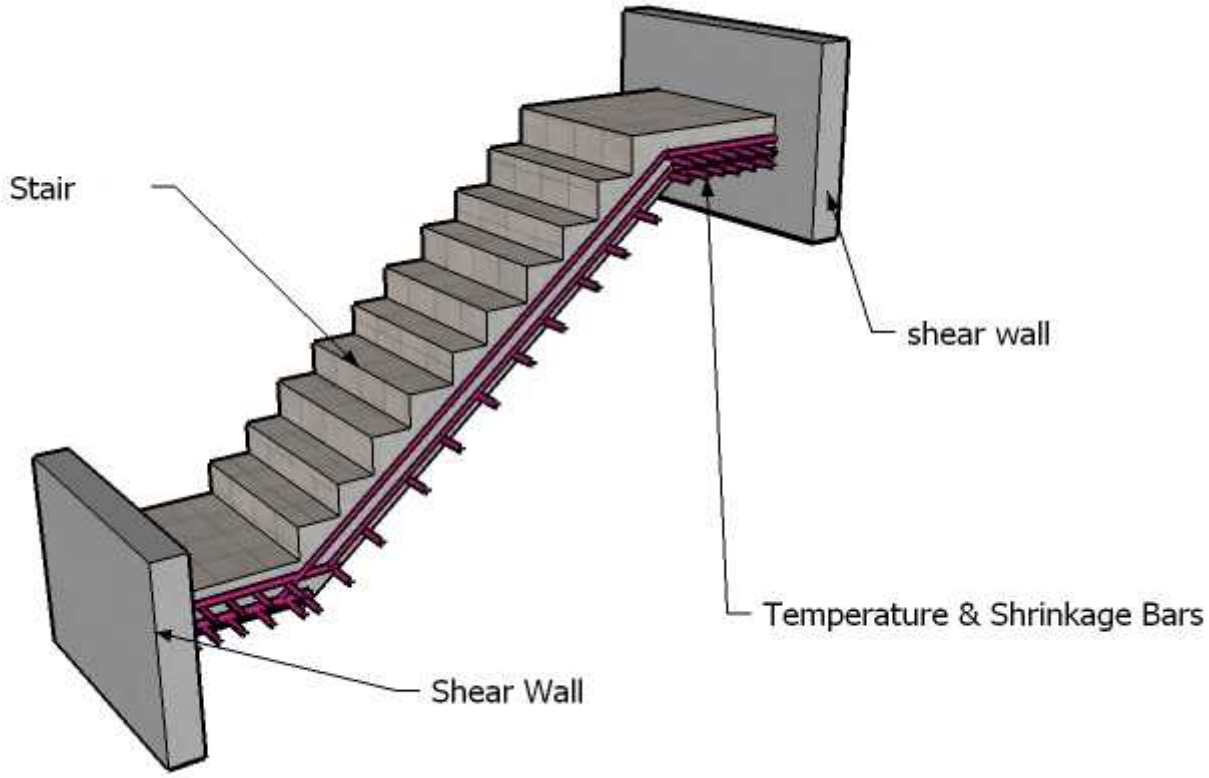
شكل(٣-٥) : يبين شكل عقدة الأعصاب.



شكل(٣-٦) :يبين شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد

الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة للمناسيب عبـــر المبنـــى، وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدراج إنشائيا".

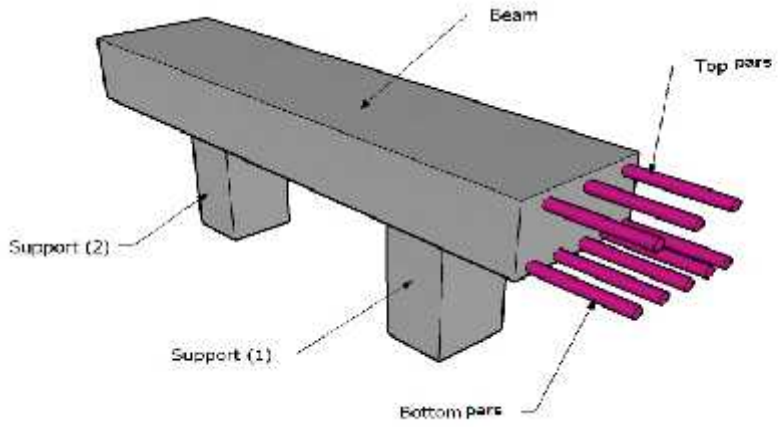


شكل(٣-٨) : يبين شكل الدرج

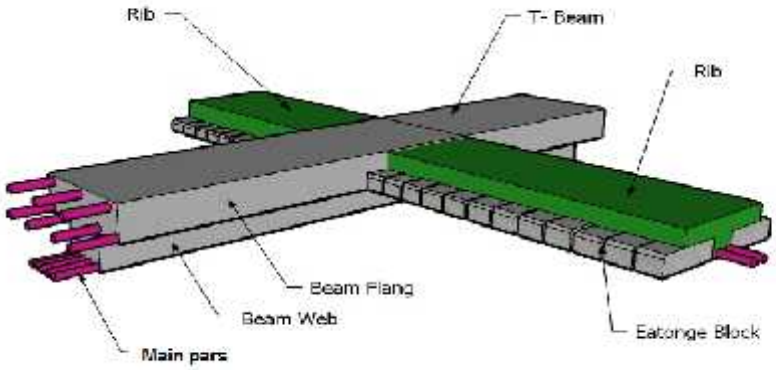
الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نتقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نوعين : جسور مسحورة – Hidden Beam أي مخفية داخل العقدات – والجسور الساقطة "Dropped beam " وهي التي تبـــرز مـــن العقدة إلى الأسفل .يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

١) الجسور المسحورة. ٢) الجسور الساقطة



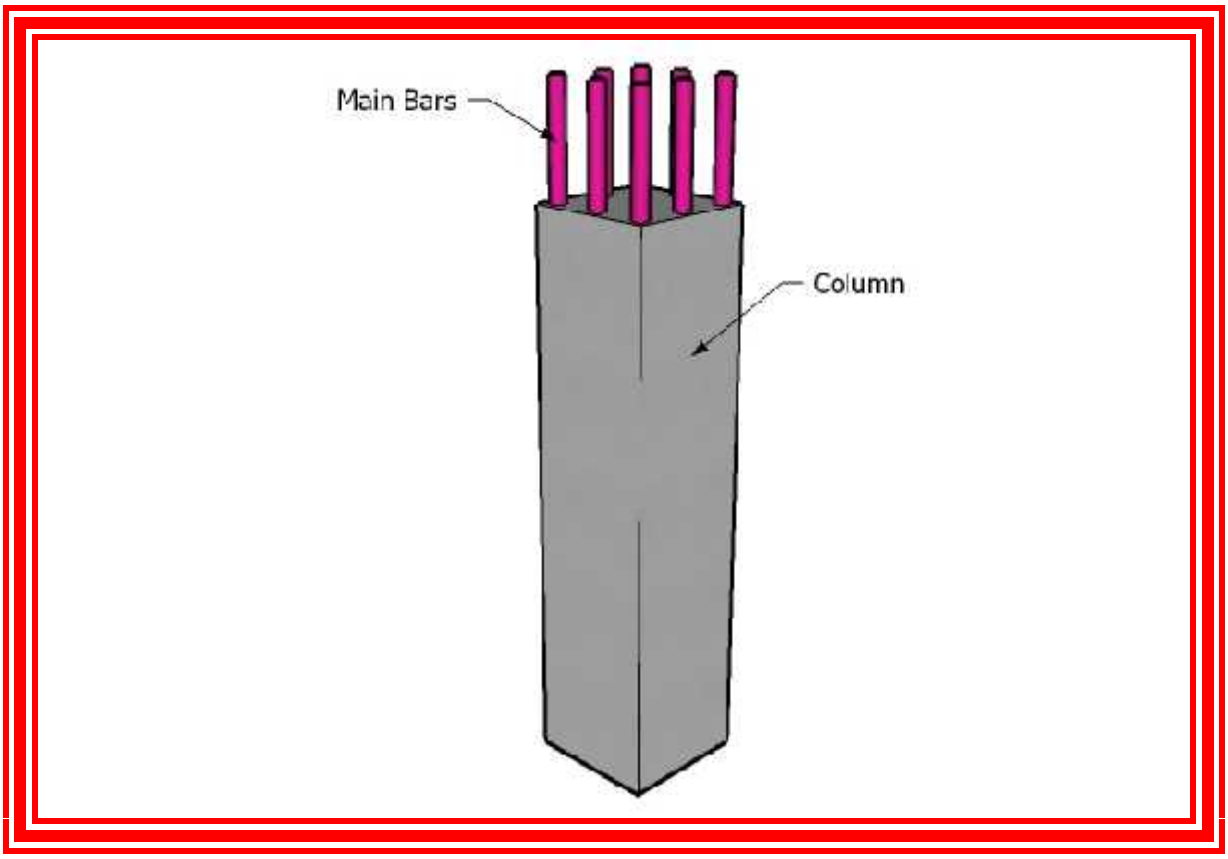
شكل(٣-٩) : شكل الجسر الخرساني المسحور



شكل(٣-١٠) : شكل الجسر الخرساني المدلى

الأعمدة:

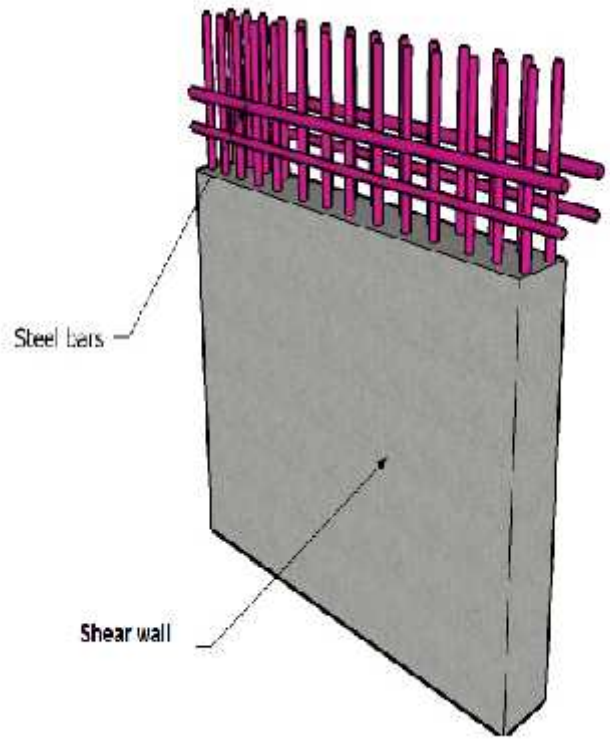
الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ، ولذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، و تم اختيار مقطعين مستطيل ودائري للأعمدة الخرسانية.



شكل(٣-١٠) :يبين مقطع العامود.

جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) الا انها في هذا المشروع تكـــون فقـــط لمقاومة الاحمال الرأسية، وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصاعد، وجدران بيت الدرج، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها. يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس وغيرهـــا المحمول على العقدة نفسها، ويمتد في كلتا الحالتين إلى الطوابق العلوية وتتمثل هذه الجدران في بيت الدرج

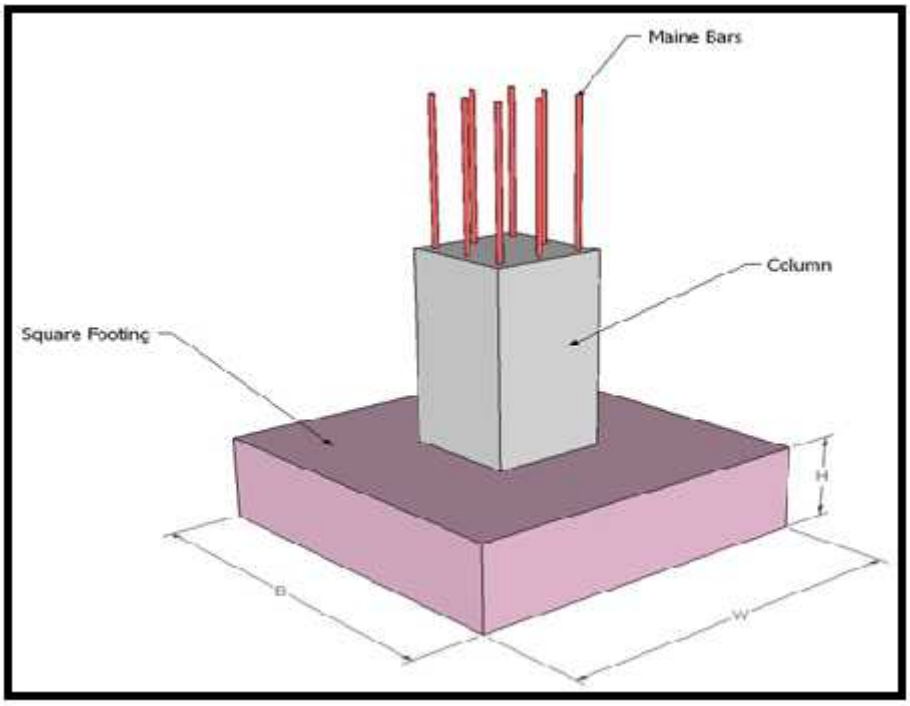


شكل(٣-١١): يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص

الأساسات:

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

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .



شكل(٣-١٢) شكل الأساس المنفرد

CHAPTER 4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

- -

4-1 INTRODUCTION.

4-2 **DETERMINATION OF THICKNESS OF RIB SLAB.**

4-3 **CALCULATION OF DEAD LOAD**

4-4 **LOAD CASES AND LOAD COMBINATIONS .**

4-5 DESIGN OF RIB (NO. 2).

4-6 DESIGN OF BEAM (NO. 24)

4-7 DESIGN OF BEAM (No. 3)

4-8 DESIGN OF COLUMN

4-9 DESIGN OF ISOLATED FOOTING

4-10 DESIGN OF COMBINED FOOTING

4-11 DESIGN OF WALL FOOTING

4-12 DESIGN STAIR

4-13 DESIGN OF SOLID SLAB OF STAIR ROOF

4-14 DESIGN OF SHEAR WALL

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

(4-1) Introduction

The structural design of the project is the most important thing to be done . It is through design we determine the amount of reinforcement in every part of the project to be realized all the conditions of construction and safety conditions according to the Jordanian Code and ACI 318m08 which were adopted in this project.

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

One-way ribbed slab

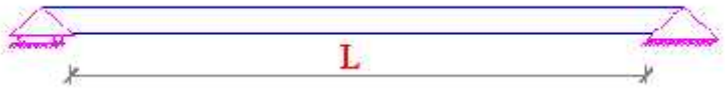
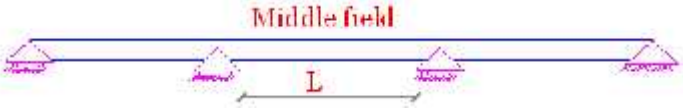
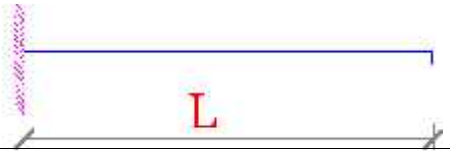
(4-2) Determination of thickness of rib slab

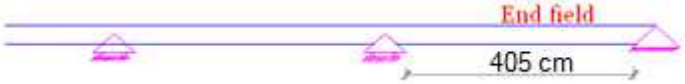
Thickness of slab (h) will be determined according to the limitation of deflection

$$\Delta allow = \frac{l}{360}$$

The value of min h will be determine according to the following tables, if h is selected grater than the tables value, the calculation of deflection is not required.

Value of h according to (ACI 318m-08 –table 9.5.a) depending on span L (clear span)

h [ ]	Structural system of slab
$h \geq \frac{l}{16}$	Simply Supported 
$h \geq \frac{l}{18.5}$	One end Continuous
$h \geq \frac{l}{21}$	Both ends Continuous 
$h \geq \frac{l}{8}$	Cantilever 

h [cm]	Structural system of slab
10.5	Simply Supported
21.9	One end Continuous 
16.5	Both ends Continuous
----------	Cantilever ----------

Maximum hreq=21.9 cm **we assume h=25 cm**

(4-3) Calculation of dead load

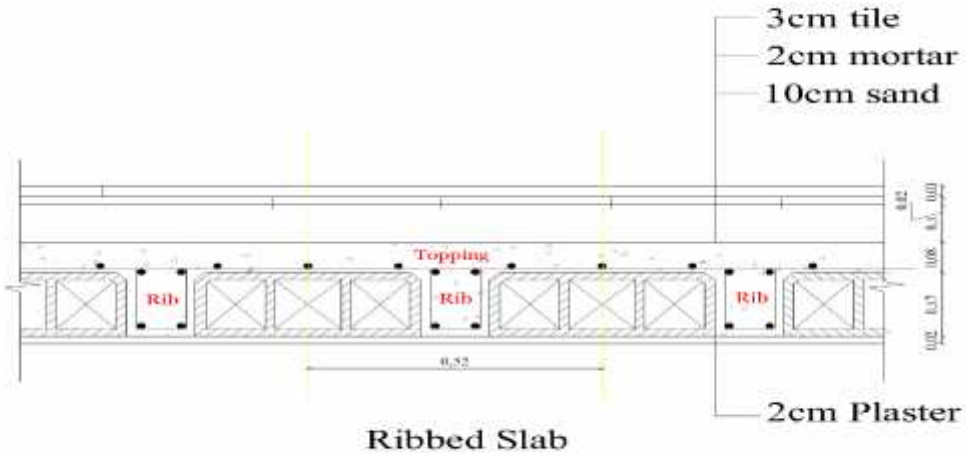


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Tile	0.03*0.52*24 = 0.3744 kN/m of rib
Mortar	0.02*0.52*22 = 0.229 kN/m of rib
Sand	0.1*0.52*17 = 0.884 kN/m of rib
Topping	0.08*0.52*25 = 1.04 kN/m of rib
Concrete Rib	0.17*0.12*25 = 0.51 kN/m of rib
Block	0.17*0.4*11 = 0.96 kN/m of rib
Plaster	0.02*0.52*23 = 0.229 KN/m of rib

Slab Dead Load = 4.23 KN/m of rib

Partitions = 1*0.52=0.52 KN/m of rib

Total Service dead load for rib=4.75KN/m of rib

Total Service dead load for slab = 9.14 KN/m2

Factored Total Dead Load(rib) = 1.2 D (ACI 318m-08 -9.2.1)

= 1.2*4.75= 5.7 KN/m of rib

Factored Total Dead Load(slab) = 1.2*9.14 = 11 KN/ m^2

Live load = 3 KN/m^2 table (2-3)

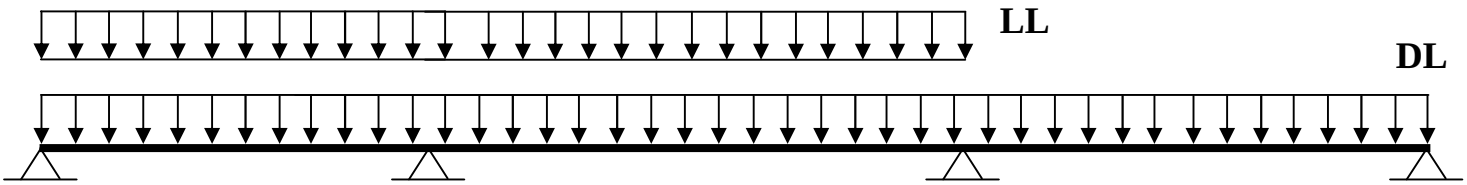
(4-4) Load cases and load combinations

According to to (ACI 318M -08 -8.11) — Arrangement of live load

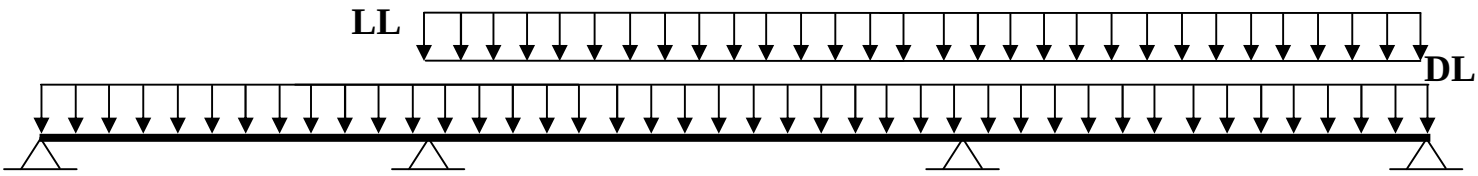
8.11.1 — It shall be permitted to assume that:
(a) The live load is applied only to the floor or roof under consideration; and
(b) The far ends of columns built integrally with the structure are considered to be fixed.

8.11.2 — It shall be permitted to assume that the arrangement of live load is limited to combinations of:
(a) Factored dead load on all spans with full factored Live load on two adjacent spans; and
(b) Factored dead load on all spans with full factored live load on alternate spans.

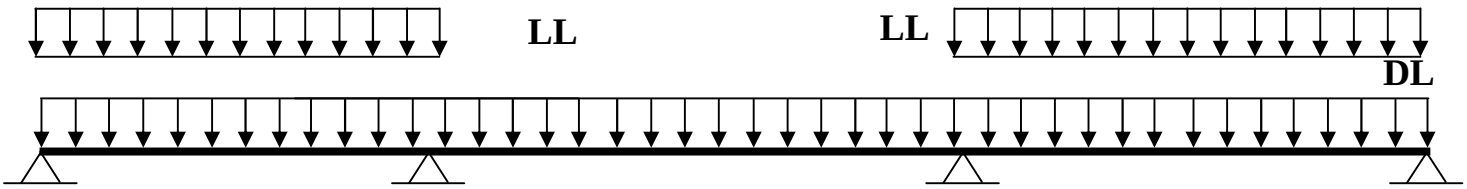
Load Case 1: ACI-8.11.2-a



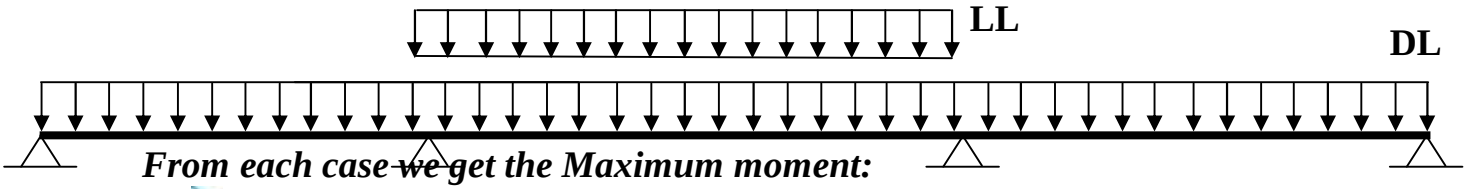
Load Case 2: ACI-8.11.2-a



Load Case 3: ACI 8.11.2-b

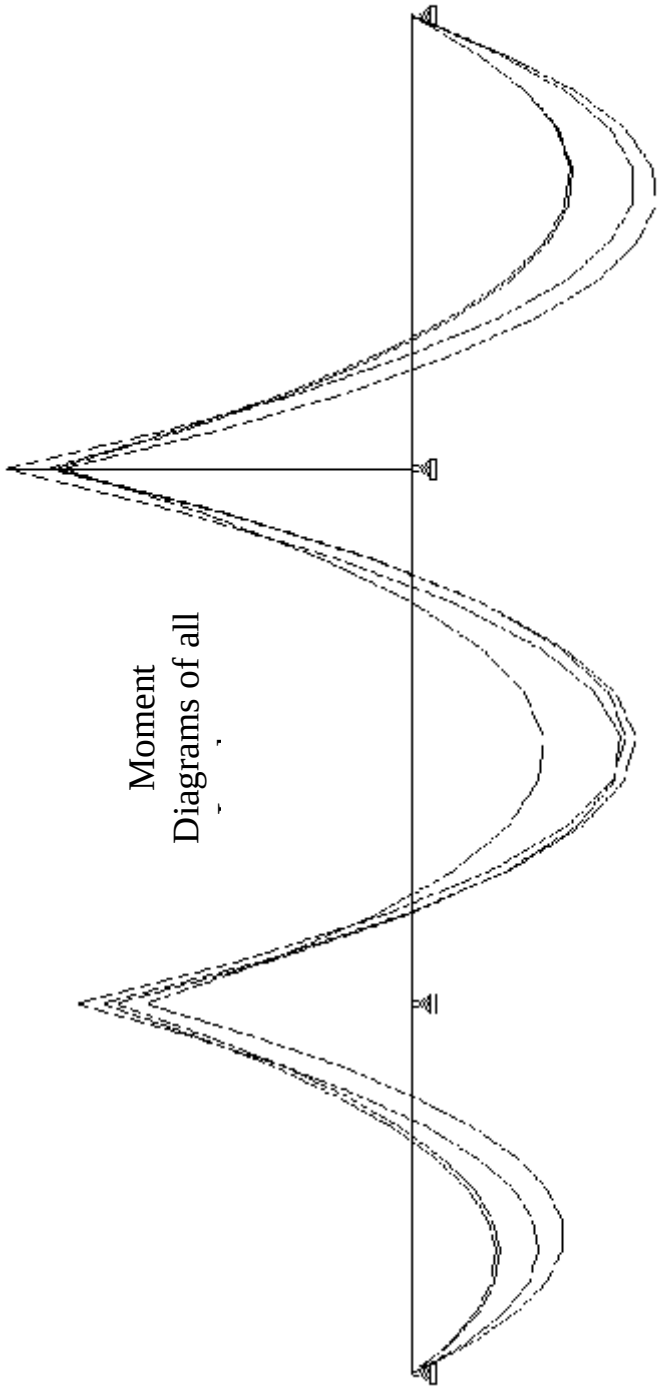


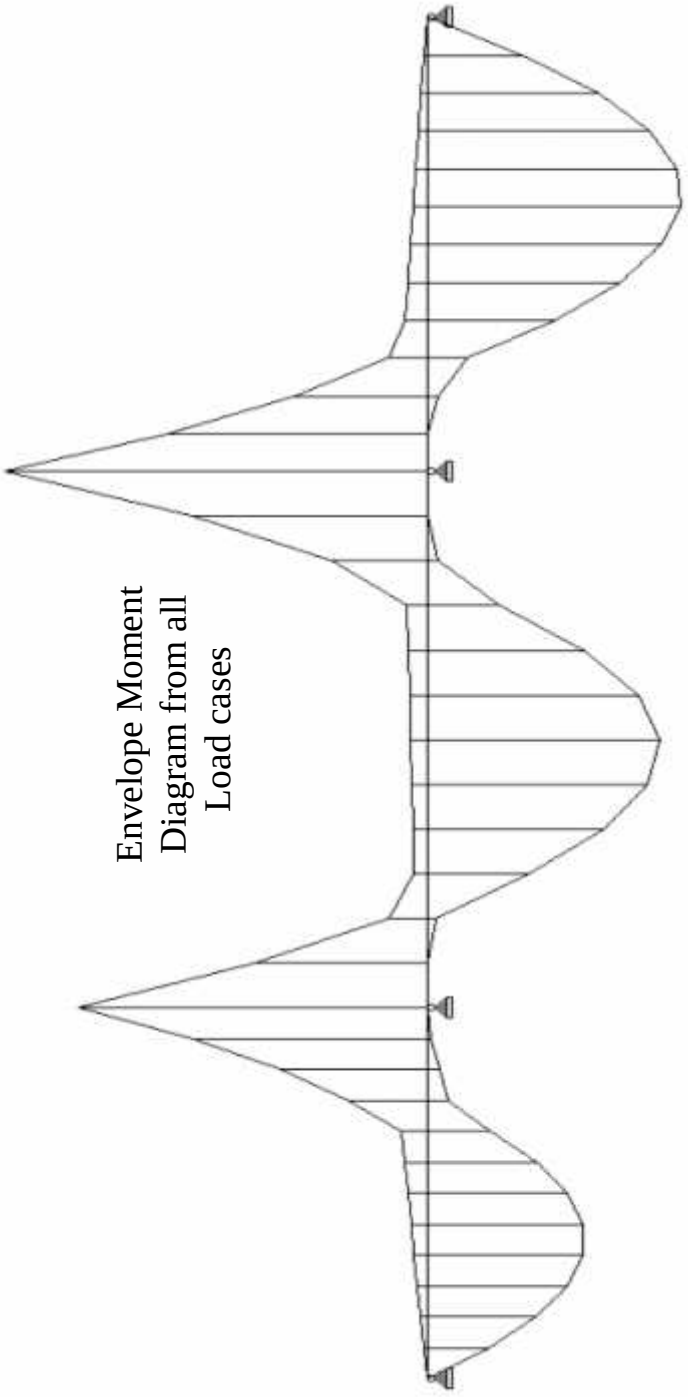
Load Case 4: ACI 8.11.2-b



From each case we get the Maximum moment:

- Maximum negative moment from load cases 1+2 (ACI-8.11.2-a)
- Maximum positive moment from load cases 3+4 (ACI-8.11.2-b)
- Envelope moment diagram from all possible load cases.


Moment
Diagrams of all


Envelope Moment
Diagram from all
Load cases

(4-5) Design of (Rib 2) in first floor:

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

Wu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*4.75 +1.6*(3*0.52)= 8.2 KN /m

Effective Flange width (b_E) according to to (*ACI* 318m-08- 8.12.2) :

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

b_E = L / 4 = 3.3/ 4 = 82.5 cm

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

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

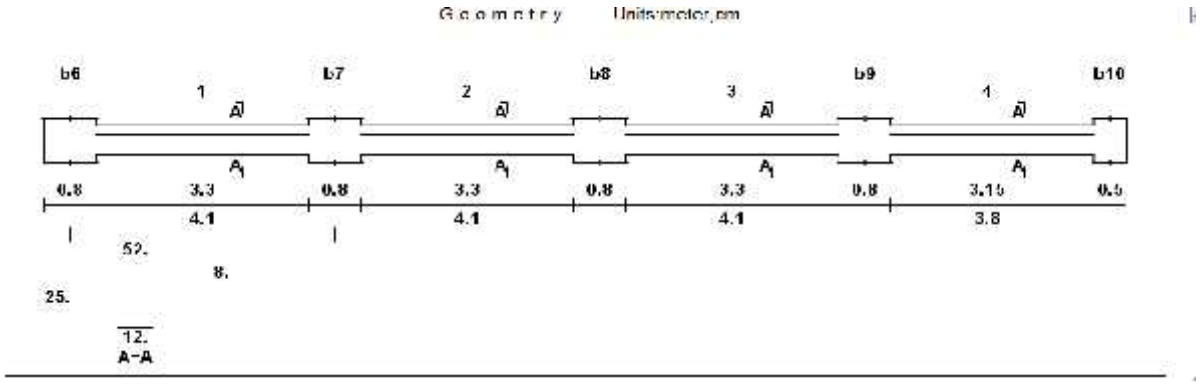


Figure (4-2) spans length of rib (2)

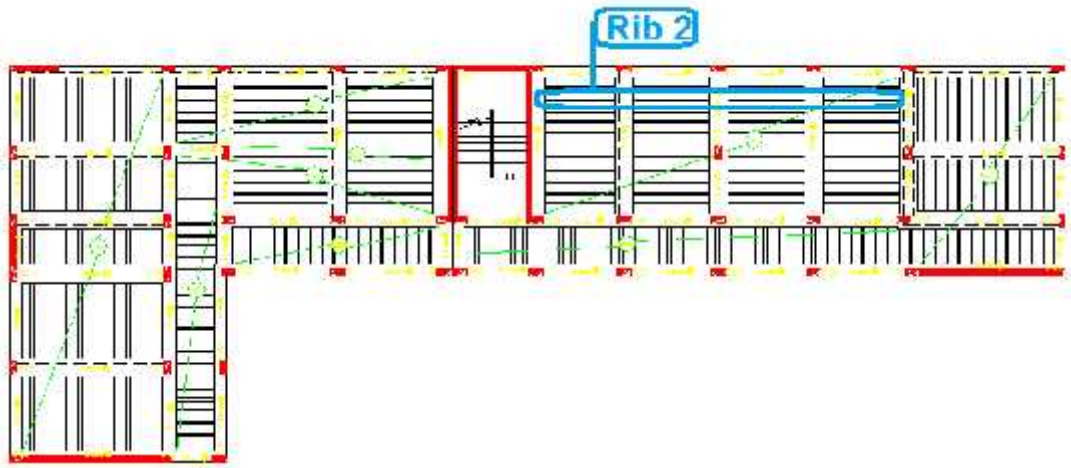


Figure (4-3) Rib location

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

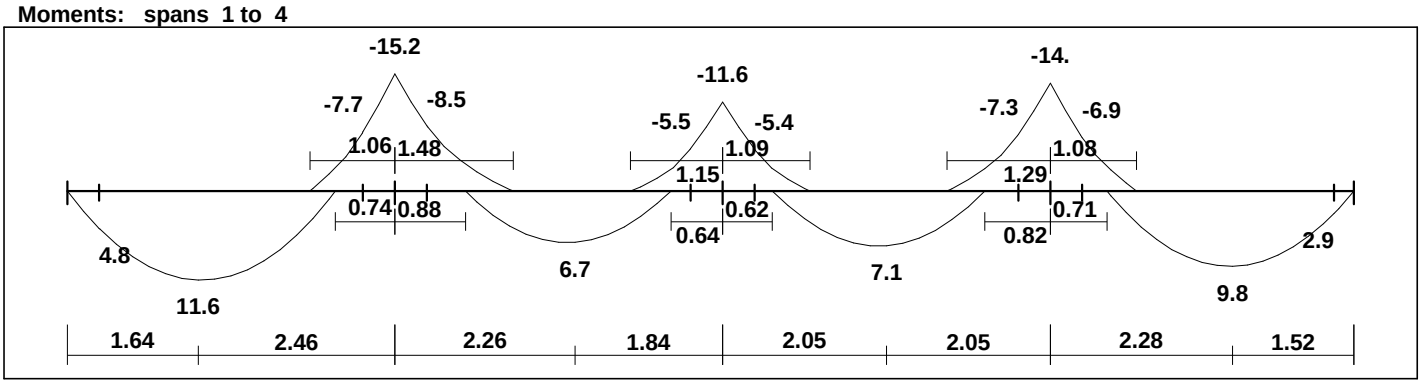


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 2)

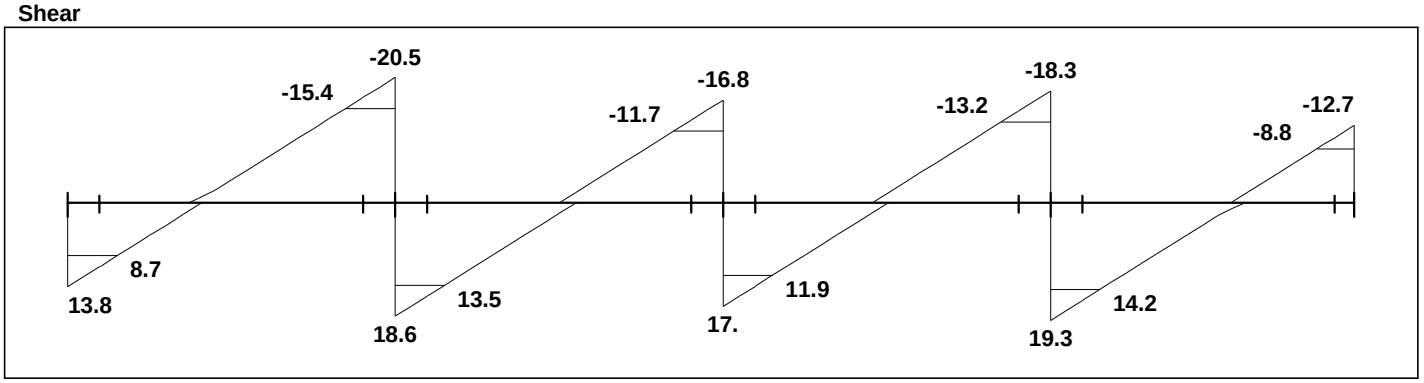


Figure. (5-4) The design shear for the Rib (R 2)

(4-5.1) The design shear for the Rib (R 2)

Vu = 15.4 kN .

The magnitude of shear strength of concrete :-

$$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(120)(216)/6 = 15.9KN$$

1.1* ¤Vc = 1.1*15.9= 17.5 KN > Vu

No shear Reinforcement

Use Φ 8 @ 20 cm c/c

(4-5.2) Design for Positive Moment:

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

For a = t = 8 cm

Mu $_{max}$ = 11.6kN.m . for all spans …….From Figure (4-4)

D = 0.25-.2-0.6-0.08=0.216m

Mn $_f$ = 0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)= 0.85 (24) (0.08) (0.52(0.216-0.08/2)*1000

=149.4 kN.m

ØMn $_f$ =0.9 *149.4=134.4 KN.m

ØMn available = 134.4 kN.m > Mn required =11.6 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

Design of span (1).

Mu=11.6 kN.m …….. From Figure (4-4)

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.6 * (10)^{-3}}{(.9)(0.52)(0.216)^2} = 0.53\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.53}{420}}\right) = 0.0013$$

A s = 0.0013*(520)* (216) = 146.4 mm ^{2}

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$ …….. (ACI 318m08-10.5.1)

A $_s$ min = 77.143 mm^2

A $_s$ min = 86.4 mm ^{2} ……control

We use As= 86.4 mm^2

Use 2Ø10 As =158 mm^2 > As req =146.4 mm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(158) x 420 = 0.85 x 24 x 520 x a

➢a=6.25 mm

C= a /0.85 = 6.25 /.85=7.4 mm

εs = (d- C) (0.003)/C

εs = (216-7.4)*(0.003) /(7.4) = 0. 0846

⇨0. 0846> 0.005

⇨Ok

(4-5.3) Design for Negative Moment:

Support (1)

Mu = 8.5 kN.m …… From Figure (4-4)

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.5 * (10)^3}{(0.9)(0.12)(0.216)^2} = 1.69\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.7}{420}}\right) = 0.0042$$

A_s = 0.0042 *(120)* (216) = 109 mm^2

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$ …….. (ACI 318m08-10.5.1)

A_s min = 77.143 mm^2

A_s min = 86.4 mm^2

1.3 *109 =141.52 mm^2 ……. is Control

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 158 mm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(158) x 420 = 0.85 x 24 x 520 x a

➢a=6.26 mm

C= a /0.85 = 6.26/.85=7.36

εs = (d- C) (0.003)/C

εs = (216-7.36)*(0.003) /(7.36) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

(4-5.4) Topping Design:

Live load =4 kN/m^2

Dead load:-

Tile = 0.03*24=0.72 KN/ m^2 .

sand =0.10*14=1.4KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

morter = 0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Dead load = 4.56 KN/ m^2 .

W_u = 1.2 (4.56) + 1.6 (4) = 11.87 KN/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

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

$$Mu = -\left(\frac{11.87 \times 0.4^2}{12}\right) = -0.158 \text{ KN.m for 1 m wide strip}$$

Calculate modulus of rapture of concrete according to (ACI318m08-9.5.2.3).

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c}(MPa) = 0.42\sqrt{24} = 2.06(MPa)$$

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

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107m^3$$

Mn =2.06 x 0.00107= 2.202 k pa

ΦMn = 0.55 (2.202) = 1.21 KN.m ,(Φ = 0.55 for plain concrete)

ΦMn = 1.21 kN.m > Mu = 0.158 kN.m

According to(ACI318m08-7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and to minimize temperature effects:

For fy = 420 Mpa, ρ = 0.0018

ρ = 0.0018

$A_s = 0.0018*(1000)*(80) = 144 \text{ mm}^2/1\text{m}$

Use Φ 8 @ 20 cm center to center both directions .

(4-6.1) Design of beam (8):

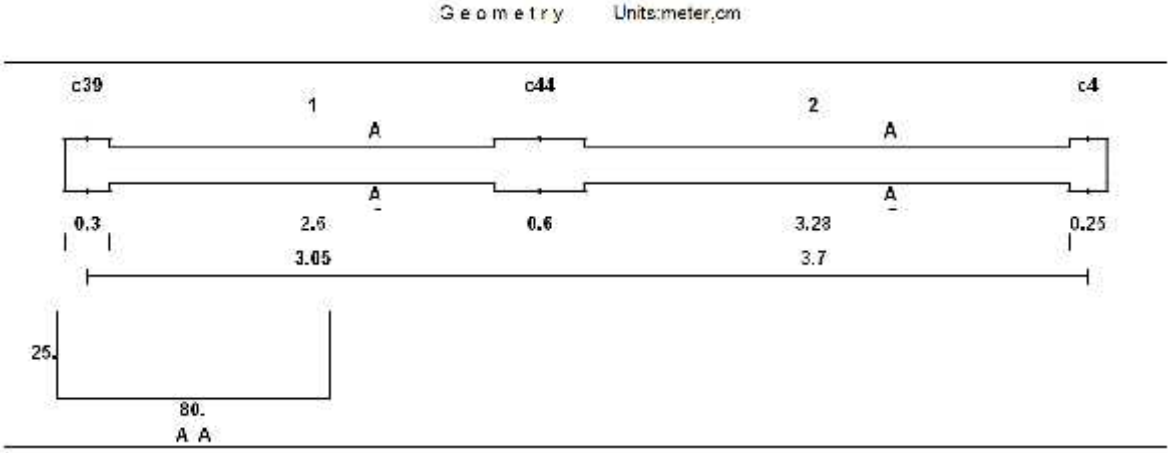


Figure (4-6) spans length of beam (24)

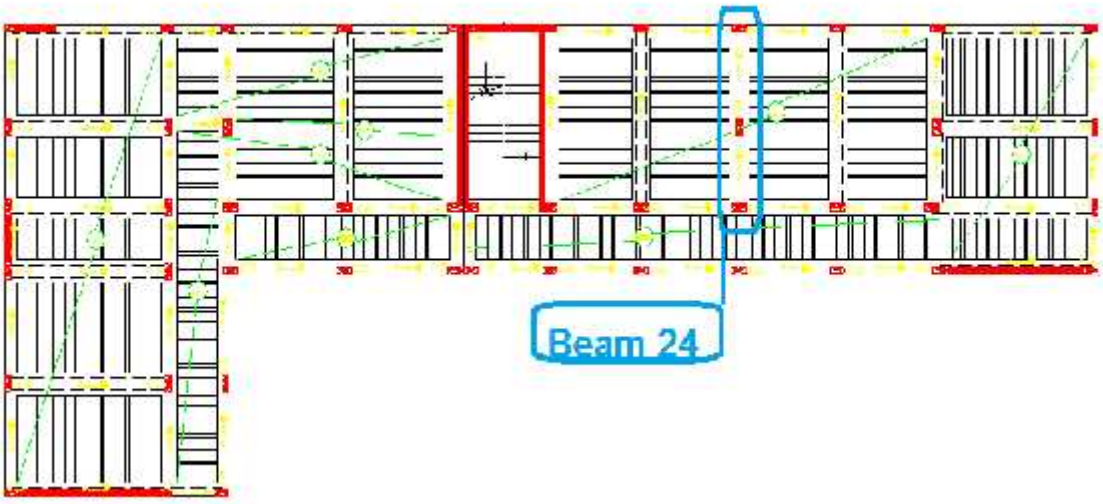


Figure (4-7) Beam (8) location

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

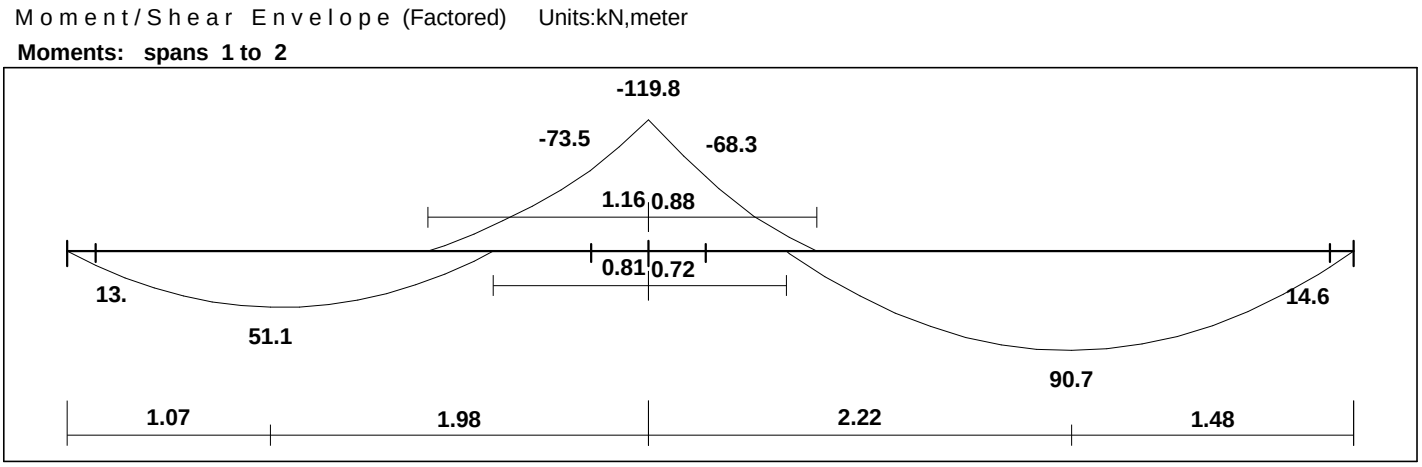


Figure. (4-8) The design moment for the beam (8)

Min Reinforcement 0f Beam:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(80)(196) \geq \frac{1.4}{420}(80)(196) \ .$$

..... (ACI318m08-10.5.1)

$A_{s\ min} = 458 < 522.7 mm^2$

(4-6.2) Positive moment reinforcement

Span (1):

Mu = 51.1 kN.m …… From Figure (4-6).

Check singly or doubly :

C=(3/7)d

C=(3/7)* 0.196 =84 mm.

a = 0.85 *84 = 71.4 mm .

Φ= 0.65 + 250/3 ***(**Es -0.002)= 0.9

Φ Mn = Φ * 0.85 fc' *b*a*(d-a/2)

ΦMn=169.2 KN.m

Mu max =90.7 KN.m < ΦMn_{max} ⇨ Singly .

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

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{51.1/0.9*(10)^{-3}}{(0.8)(0.196)^2} = 1.9\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.9*20.6}{420}}\right) = 0.0048$$

A_s = 0.0048*(800)* (196) = 76mm^2 >

$A_{s\,min}$ =522.7mm^2

Use 6 Φ 14 mm , A_s = 9.2 cm^2 > As $_{req}$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(920) x 420 = 0.85 x 24 x 500 x a

➢a=38mm

X= a /0.85 = 38/.85=45

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (196-45)*(0.003) /(45) = 0.0101

⇨0.0101 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

Mu =90.7 kN.m …… From Figure (4-6).

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

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{90.7/0.9*(10)^{-3}}{(0.8)(0.196)^2} = 3.3Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*3.3*20.6}{420}}\right) = 0.0087$$

A_s = 0.0087*(800)* (196) = 1370mm^2 > $A_{s\,min}$ =522.7 mm^2

Use 10 Φ14 , A_s = 1540 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1540) x 420 = 0.85 x 24 x 800 x a

➢a=40mm

X= a /0.85 = 40/.85=47

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (196-47)*(0.003) /(47) = 0.01

⇨0.01 > 0.005

⇨Ok

(4-6.3) Negative moment reinforcement
Support (1)

Mu = 73.5 kN.m …… From Figure (4-6).

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

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{73.5/0.9*(10)^{-3}}{(0.8)(0.196)^2} = 2.7\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.7*20.6}{420}}\right) = 0.007$$

$A_s = 0.007*(800)*(196) = 1095\ mm^2 > A_{s\,min} = 522.7 mm^2$

Use 8 Φ 14 mm , A_s = 12.32 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1232) x 420 = 0.85 x 24 x 800 x a

➢a=32mm

X= a /0.85 = 32/.85=38

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (196-38)*(0.003) /(38) = 0.0125

⇨0.0125 > 0.005

⇨Ok

(4-6.4) Design of Shear Reinforcement:

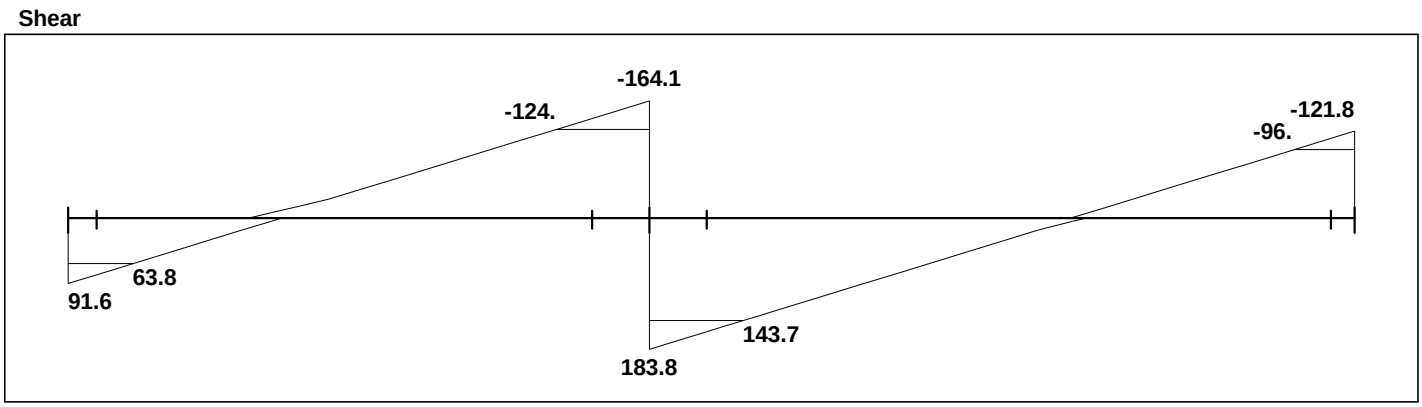


Figure. (4-9) The design shear for the beam (24)

Vu max =143.7 ……From Figure (4-8).

Usually the design value of shear is taken at distance = (d) from support face.

d: effective depth of the beam.

D = 196 mm

Vu = 143.7 kN .

The magnitude of shear strength of concrete :-

$¤Vc = 0.75(4)(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(800)(196)/6 = 96.02KN < Vu$

¤*Vc* < Vu ➔

Check category 3

$$\Phi\ Vc \ \le\ Vu \ \le\ \Phi\ Vc \ +\ \Phi\ Vs_{\min}$$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$$\Phi\ Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \ge ¤\ (\frac{1}{3}) * bw * d$$

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.8 * 0.196 * 10^3 \ge 0.75(\frac{1}{3}) * 0.8 * 0.196 * 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} = 48 \ge 39.2$$

$$\Phi Vs_{\min} = 48KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 92 + 48 = 140\,kN$$

$$\text{Vu} = 146.8\ \text{kN} > \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 140\text{kN}$$

➔Check category No.4:-

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi\left(\frac{1}{3}\right) \times \sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$140 \le 146.8 \le 92+0.75*0.333*(24)^{0.5}*0.8*0.196=288$ kN

➔ category No.4 is satisfied

$$\Phi Vs = Vu - \Phi Vc$$

$$\Phi Vs = 146.8 - 92 = 54.8$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 4 \times 50 \times 420 \times 196}{54.8 \times 10^3} = 22.5cm$$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{20}{2} = 10cm.....controls.$$

Use Φ8 with 4 legs @10 cm c/c.

(4-7) DESIGN OF BEAM (NO. 3):

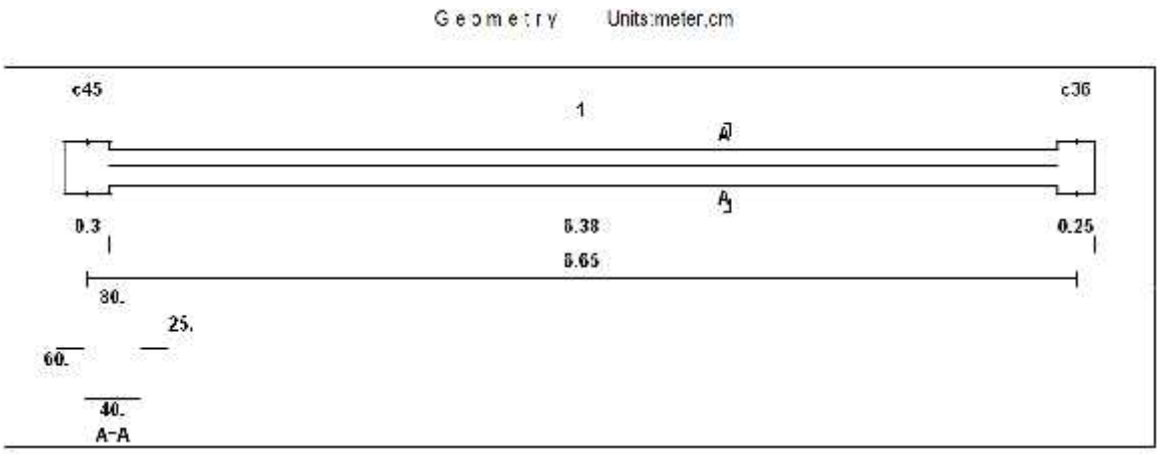


Figure (4-10) spans length of beam (3)

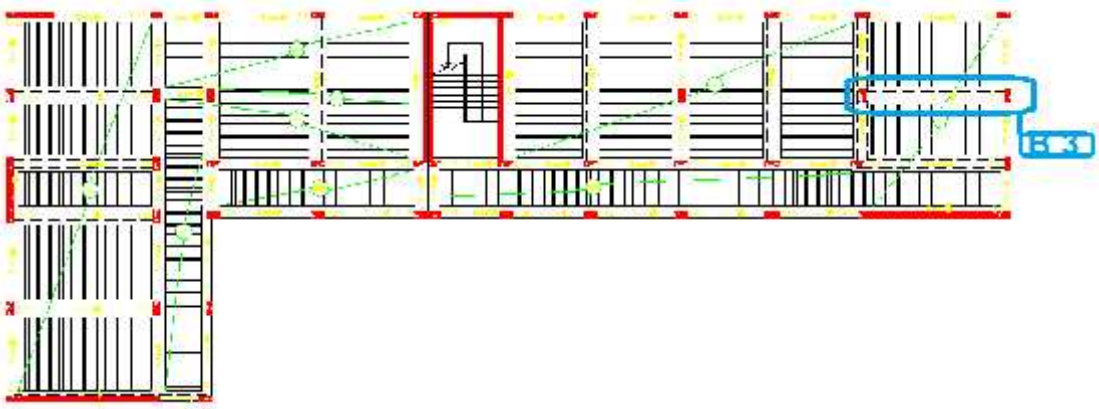


Figure (4-11) Beam3 location

Material :-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section:-

Bf =80 , h =60cm , Bw=40 , Tf=25

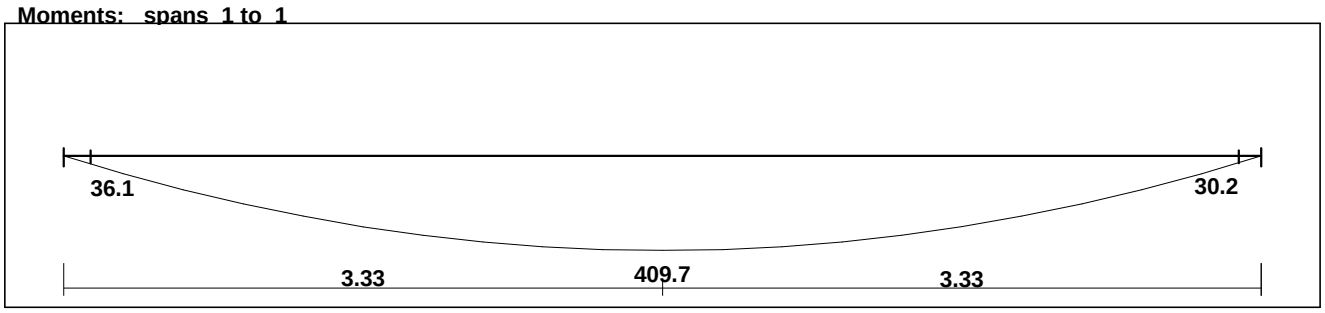
Factored Linear load =1.2*D.L + 1.6* L.L

= 1.2*40.0 + 1.6* 10.2= 64.32 KN/m

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter



Figure(4-12) : Moment Diagram of Beam (B3)

$$bE \le \frac{Clear}{4} \le \frac{6380}{4} = 1595mm.....ACI-(10.12.2)$$

$$\le 16*Tf + bw = 16*250 + 400 = 4400mm$$

$$\le center-to-center$$

$$= 3600mm$$

$$bE = 800mm$$

$$Mnf = 0.85*fc*bE*(d - tf/2)$$

$$Mnf = 0.85*24*0.8*(0.54 - 0.25/2) = 677.3KN.m$$

$$Mu/\Phi = 409.7/0.9 = 455.2KN$$

$$Mu/\Phi < Mnf$$

Design as rectangular section

(4-5.1) Design of positive moment for beam (B3):

Mu= 409.7 KN .m

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

$$\text{Kn} = \frac{Mu / ¤}{bf * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{409.7 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.54)^2} = 1.95\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.95)}{420}}\right) = 0.0049$$

As req = ρ * bf * d = 0.0049 * 800 * 540 = 2117 mm²

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(540) \geq \frac{1.4}{420}(400)(540)$$

$As_{\min} = 630 < 720$ .....the larger is control

$As_{\min} = 720 mm^2 < As_{req} = 2117\text{mm}^2$ **OK**

Use Φ 25mm with As = 491 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 2117/491 = 4.3

Select bottom bars 5 Φ 25mm. Total As = 2455 mm2

Select top bars 4Φ 12 mm Total As= 452 mm2

Check for Tension steel yielding:

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2455*420=0.85*24*800*a$$

$$a=63.2mm$$

$$c=\frac{a}{1}=\frac{63.2}{0.85}=74.4mm$$

$$£_s=\frac{540-74.4}{74.4}X0.003=0.019$$

$$£_s=0.019>0.005$$

OK

(4-5.2) Design of shear for beam (B3):

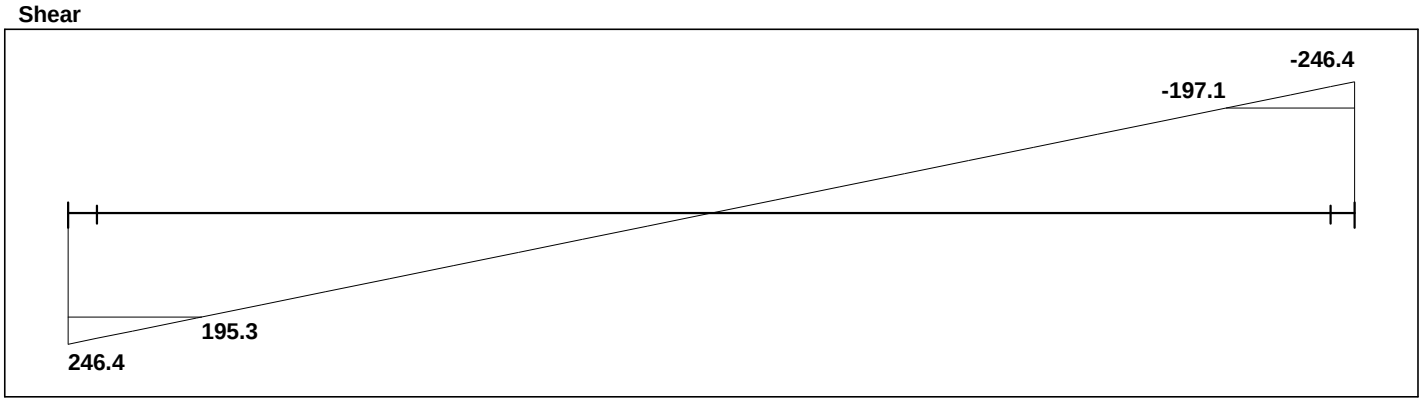


Figure. (4-13) The design shear for the beam (3)

d=600-40-8-12=540 mm

Factored shear forces at d=0.54 m from support Vu =197.1 KN

1. $Vu \leq \frac{1}{2}\Phi\, Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.4 * 0.54*10^3 = 132.3\ KN$

$Vu = 197.1 > \frac{1}{2}\Phi\, Vc = 66.15 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$

$2.. \frac{1}{2}\Phi\, Vc \leq Vu \leq \Phi\, Vc$

$Vu = 197.1 > \Phi\, Vc = 132.3 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$

$3.. \Phi\, Vc \leq Vu \leq \Phi\, Vc + \Phi\, Vs_{min}$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

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

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.4 * 0.54 * 10^3 \geq 0.75(\frac{1}{3}) * 0.4 * 0.54 * 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} = 66.14 \geq 54$$

$$\Phi Vs_{\min} = 66.14 KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 132.3 + 66.14 = 198.44 kN$$

$$\text{Vu} = 197.1\ \text{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 198.44\text{kN}$$

Category No. 3 satisfy …

Use Φ8 with 4 legs @20 cm c/c.

Assume $4\ leg\ ¤\ 8\ stirups$

$$¤.Vs = Vu - ¤.Vc = 197.1 - 132.3 = 64.8\ KN$$

- $Av = 4 * \frac{®\ * 0.8^2}{4} = 2.01\ cm^2$

$$S_{req.} = \frac{0.75 * Av * fy * d}{¤.Vs} = \frac{0.75 * 201 * 420 * 540}{64.8 * 10^3} = 528\ mm$$

$$S_{req.} = 52.8\ cm$$

But S must be smaller than d/2

So, Select S = 25 cm < d/2=54/2 = 27 cm ….. Ok

Select S = 25 cm

So, use stirrups of Ø 8 with 4 legs with S=25 cm c/c.

(4-8) Design of column:

4.8.1 Design of column(C6-……. Floor):

4.8.1.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C 6) for design Basement floor.

$$p_u = 1.2*510 + 380*1.6 = 1220KN$$
$$pu = 1.4*510 = 714KN$$
$$p_{n\,req} = 1220/0.65 = 1880KN$$
$$Use° = °g = 1\%$$

$$Pn = 0.80\ Ag\ \{0.85\ f_c' + \rho g\ (f_y - 0.85\ f_c')\}$$

$$Pn = 0.80*0.6*0.25\{0.85*25(1-0.01) + 420*0.01\}$$
$$Pn = 3.03MN = 3028KN$$

Pu < Pn ➔ OK

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40.....ACI.10-12-2$$

L_u : *Actualun sup ported (unbraced)length*

K : *effectivelengthfactor* $(K = 1\ forbracedframe)$

R : *radiusofgyration* $= 0.3h = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 38.8 < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22$$

$\therefore$ *long..Column*

$$As = \rho g * Ag = 0.01*150000 = 1500mm^2$$

Use 10 Φ 14 for minimum.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI318-2002\ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(510)}{1220} = 0.502$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.25*0.6^3}{12} = 0.0045\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.0045}{1+0.502} = 27.9MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*27.9}{(1.0*3.25)^2} = 26.1MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \ ....ACI\ 318-2008\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \ ..... According\ \ to\ \ ACI\ 318-2008\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu\ /0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad ....ACI\ 318-2008\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1220\ /0.75*26.1*10^6)} = 1.0001\ > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*600 = 33mm = 0.033\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.033*1.0001 = 0.033$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.033}{0.6} = 0.055$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1220}{0.25*0.6}*\frac{145}{1000} = 1179.33\ \ Psi$$

$$°_g = 0.01$$

$$A_s = °*A_g = 0.01*25*60 = 15\ \ cm^2$$

Use 10 Φ 14

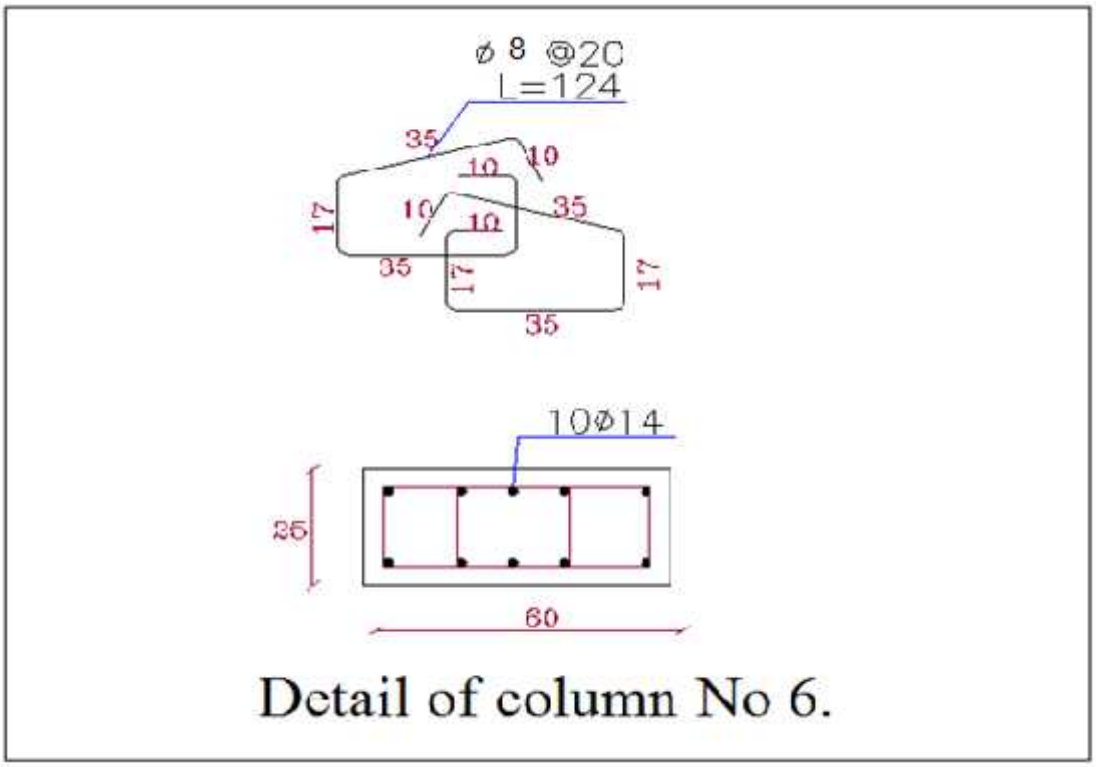
4.8.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.4 = 22.4cm.\_control$

$Spacing \le 48 \times d_t (tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \le Least.\dim ension = 25cm.$

Use Φ8 ties@ 20cm c/c spacing.



Figure(4-14) Detail of column No.6

4.9 Design of Isolated footing(F9) C44

4.9.1 Load Calculation:

Service dead load (D.L) = 905 KN

Service live load (L.L) = 102 KN.

Total service load = 905 + 102 = 1007KN

Factored load = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L

= 1.2*905 + 1.6* 102

= 1250 KN

Soil weight = 18 KN/m^3

Soil depth = 1 m

Column geometry 30*60 cm

Allowable soil pressure = 350 KN/m^2

$Pu = 1250KN$

$Sw = 18*1.8*1.8*1 = 59KN$

$cnw = 0.3*0.6*25*1.5 = 6.8KN$

$Pu_T = Pu + 1.2*Sw + 1.2*cnw$

$Pu_T = 1250 + 1.2*59 + 1.2*6.8 = 1320KN$

Total service load = 1007 + 59+6.8 =1073 KN

Where :

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total factored load on foundation

Cnw**:** Column neck weight

4.9.2 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Area (A) = Total service load / Soil Pressure

= 1073KN / 350KN/m²

= 3.07 m^2

Try 1.80m * 1.80m Area = 3.24m^2 > Required Area = 3.03 m^2

For the design of the reinforced concrete member, factored load must be used :

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{1320}{3.24} = 413.0KN/m^2 < 1.4*350 = 490KN/m^2 .....OK$$

4.9.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm ….. d = 40-7-2 = 31 cm

Check for one way shear strength

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d = \frac{0.6}{2}+0.31 = 0.61m$$

$$Vu = \pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2} - (\frac{a}{2}+d)\right) * B_{Foundation}$$

$$Vu = 413*(\frac{1.8}{2} - 0.61)*1.8 = 215.6KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1800*320 = 352.73Kn$$

$$¤.Vc = 325.73KN > Vu = 215.6KN$$

Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

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

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.0.32 + 2*0.60 + 2*0.3 = 3.08m$$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*3080*310 = 1169.4KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.31}{3.08}+2\right)*\sqrt{24}*3080*310 = 1761.7KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3080*310 = 1169.4KN$$

$¤.V_C = 1169.4KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu_C = 1320 - [413*(0.3+0.31)*(0.6+0.31)] = 1090.8KN$

$¤.Vc = 1169.4KN > Vu_C = 1090.8KN$..... *satisfied*

Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$
$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(300*600)]/1000 = 2387Kn$$
$$But\ \ Pu = 1320 < ¤.Pn = 2387$$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*30*60 = 9cm^2$$
$$Select\ \ 8\Phi 12$$
$$As_{Provided} = 9.04cm^2 > As_{Req.}$$

4.9.4 Development length of dowel reinforcement:

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}}db = \frac{400}{4\sqrt{24}}\times 12 = 245mm$$

$L_d = 0.04\times db\times fy = 0.04*12*400 = 192$ mm

$\therefore L_d = 245mm$

Available embedment =400 – 70 –12-14 = 304 mm >245 mm

4.9.5 Design for Bending Moment:

At section A-A

$$Mu = 413*0.60^2/2*1.80 = 133.8Kn.m$$

Try to design it by Plain concrete

¤ $Mn \geq Mu$

¤ $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{1800 * (400)^2}{6}$

¤ $Mn = 54.32 \ \ KN.m$

$133.8 > 54.32$ .....*Not Satisfied*

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{133.8}{0.9} = 148.7 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{148.7 \times 10^{-3}}{1.8 \times 0.31^2} = 0.86 Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.86}{420}}\right) = 0.0021$$

$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0021 * 180 * 31 = 11.72 \ \ cm^2$

Check $As_{\min}$

$As_{\min} = 0.0018 * 180 * 40 = 13 cm^2$

$As_{req} < As_{\min}$

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 11.72 = 15.34 cm^2 > As_{\min} = 13 cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 180 * 40 = 12.96 cm^2$

$\therefore As = 1.3 * As_{req.} = 15.34 cm^2$

Select 15¤12....$As_{\text{Pr}ovided} = 15.82 cm^2 > 15.34 cm^2$.....*ok*

Development length of reinforcement:

Ktr=0 c=70+6=76 mm

$$\frac{1}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)}=1/2.5$$

Ld for Φ 12

$$L_d=\frac{9}{10}\times\frac{fy}{\sqrt{fc'}}\times\frac{\sim\times\ \ \times¥\times{}^{a}}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)}\times db=\frac{9}{10}\times\frac{400}{\sqrt{24}}\times\frac{1\times1\times0.8\times1}{2.5}\times12=28.2cm$$

Available embedment 1.80x0.5-0.6x.05-.07 = 0.53 cm >28.2 cm

ok

But we use a standard hook of (25 cm)

At section B-B

$$Mu=413*0.75^2/2*1.80=209.1KN.m$$

$$Mn=\frac{209.1}{0.9}=232.33KN.m$$

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{232.33\times10^{-3}}{1.8\times0.31^2}=1.34Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 1.34}{420}}\right) = 0.0033$$

$$As_{\mathrm{Req.}} = ° * b * d = 0.0033 * 180 * 31 = 18.5\ cm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = 0.0018 * 180 * 40 = 12.96 cm^2$$

$$As_{req} > As_{\min}$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 180 * 40 = 12.96 cm^2$$

$$As = 18.5 cm^2$$

Select 14¤14....$As_{\mathrm{Provided}} = 21.54 cm^2 > 18.5 cm^2$.....*ok*

Development length of reinforcement:

Ktr=0 c=70+7=77 mm

$$\frac{1}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} = 1/2.5$$

:Ld for Φ 14

$$L_d = \frac{9}{10}\times\frac{fy}{\sqrt{fc'}}\times\frac{\sim\times\ \ \times ¥\times ª}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)}\times db$$

$$= \frac{9}{10}\times\frac{400}{\sqrt{24}}\times\frac{1\times 1\times 0.8\times 1}{2.5}\times 14 = 32.9 cm$$

Available embedment 1.80x0.5-0.3x0.5-0.07= 0.68 cm >32.9cm

➔ ok.

we use a standard hook of (25 cm)

Check for Strain:

Tension = Compression

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

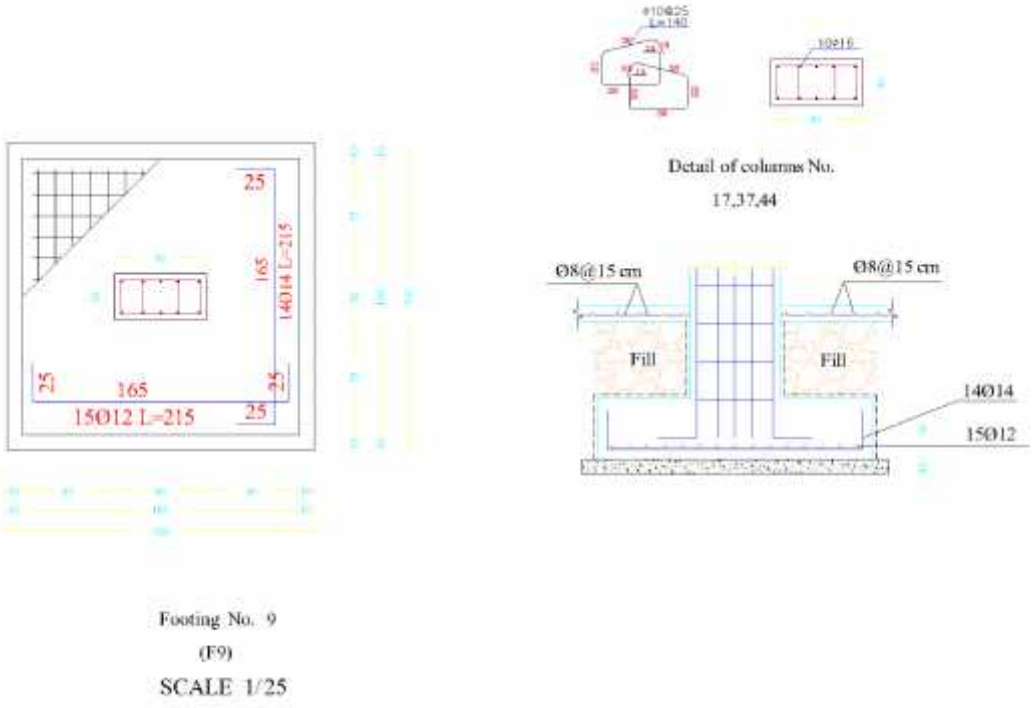
$$2154 * 400 = 0.85 * 24 * 1800 * a$$

$$a = 23.46mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{23.64}{0.85} = 27.6$$

$$\pounds_s = \frac{30 - 27.6}{30} * 0.003$$

$$\pounds_s = 0.0317 > 0.005 \qquad .....OK$$



Figure(4-15) Detail of reinforcement Isolated footing(F9) C44

4.10 Design of combined footing

Footing for the column C43 & C27

C43 : 30*60 ---D.L 1750 KN , L.L = 300 KN

Pu =1.2*1750+1.6*300 = 2580 KN

C27 : 25*40 ---D.L = 270 KN , L.L = 140 KN

Pu = 1.2*270+1.6*140 = 548 KN

Allowable soil pressure = 350 KN/m^2

$Pu = 2580 + 548 = 3128Kn$

$Cw = 25*1*(0.3*0.6 + 0.25*0.6) = 8.25Kn$

$Sw = 18*3.7*2*1 = 133Kn$

$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$

$Pu_T = 5410 + 1.2*8.25 + 1.2*133 = 3200Kn$

Ps = 1750+300+270+140 + 8.25+133 = 2601.5 KN

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu$_T$: Total load on foundation

Ps: Total service load

Distance between the two columns is 2.32 m center to center

Ps for column 43=2052 kn

Ps total=2601.5

2601.5*x=2052*2.32 …….x=1.83m from center c27

Areq=2601.5/350=7.43 m2

L=(1.83+.13+.4)*2=4.7 m

B=7.43/4.7=1.58 …… TAKE B=1.60 m

Provide=1.6*4.7=7.52 > 7.43 ……..ok

$$\pm = \frac{3200}{7.52} = 416Kn/m^2 < 1.4*350 = 490KN/m^2 .....OK$$

4.10.1 Determination of the foundation depth

Assume h = 70 cm ….. d = 70-7-1 =62 cm

Check for one way shear strength

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.62=0.92m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=416*(2.35-0.92)*1.6=952KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1600*620=607.5Kn$

$¤.Vc=607.5KN<Vu=952KN$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 80 cm ….d = 72 cm

Check for one way shear

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.72=1.02m$

$Vu=416*(2.35-1.02)*1.6=885.25KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1600*1020=999.4Kn$

$¤.Vc=999.4Kn>Vu=885.25Kn$

$\therefore\ \ Safe$

Check for two way shear action (punching)

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

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad ¤.V_c=¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

For c43

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 1.2$$

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

$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.72 + 2*0.6 + 2*0.3 = 4.68m$

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

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*4680*720 = 4127Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.72}{4.68}+2\right)*\sqrt{24}*4680*720 = 8412.5Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4680*720 = 4127Kn$$

$¤.V_C = 4127Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu_C = 2580 - [416*(0.6+0.72)*(0.3+0.72)] = 2020KN$

$¤.Vc = 4127Kn > Vu_C = 2020Kn$..... *satisfied*

For c27

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{25} = 2.4$$

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

$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.72 + 2*0.6 + 2*0.25 = 4.58m$

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

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2.4}\right)*\sqrt{24}*4580*720 = 3702.2Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.72}{4.58}+2\right)*\sqrt{24}*4580*720 = 8368.5Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4580 * 720 = 4039Kn$$

$$¤.V_C = 3702.2Kn \;\ldots\ldots\; Control$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$$

$$Vu_C = 548 - \left[416 * (0.6 + 0.72) * (0.25 + 0.72)\right] = 15.4KN$$

$$¤.Vc = 3702.2Kn > Vu_C = 15.4Kn..... \quad satisfied$$

4.10.2 Design for Bending Moment:

Bottom reinforcement

At section A-A

$$Mu = 416 * 0.5 * 0.5 * 0.5 * 1 = 52Kn.m/m$$

$$Mn = \frac{52}{0.9} = 57.8KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{57.8 \times 10^6}{1000 \times 720^2} = 0.111Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.111}{400}}\right) = 0.00028$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.00028 * 160 * 72 = 9.4\ cm^2$$

Check As_{min}

$$As_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 720}{400} = 22.04\ cm^2$$

Not less than

$$As_{min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 720}{400} = 25.2\ cm^2$$

$$As_{req} < As_{min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 9.4 = 12.22\ cm^2 < As_{min} = 25.2\ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4\ cm^2$$

$$\therefore\ As = 14.4\ cm^2/m$$

Select ¤ 20 / 20 *cm* .... $As_{Provided} = 15.7\ cm^2/m > 14.4\ cm^2/m$ ..... *ok*

At section B-B

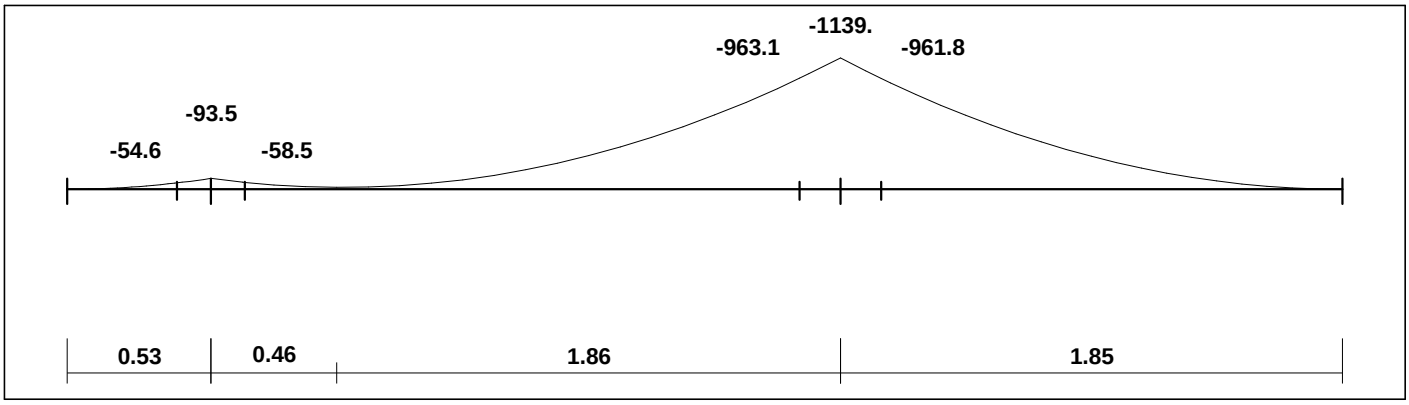
$Mu = -964\,Kn.m/m$

$$Mn = \frac{946}{0.9} = 1071.1KN.m$$

$$\text{Rn} = Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1071.1\times10^6}{1600\times720^2} = 1.3Mpa$$

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

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



Figure(4-16) : Envelope Moment Diagram of Combined footing

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 1.3}{400}}\right) = 0.0034$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0034 * 160 * 72 = 38.72 \ cm^2 / m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1600 * 720}{400} = 35.3 cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1600 * 720}{400} = 40.32 cm^2 / m$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 38.72 = 50.34 cm^2 / m > As_{\min} = 40.32 cm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 160 * 80 = 23.04 cm^2 / m$$

$$\therefore As = As_{\min.} = 40.32 cm^2 / m$$

Select....13 ¤20....$As_{Provided} = 40.82 cm^2 > 40.32 cm^2$.....*ok*

Check for Strain:

Tension = Compression

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

$$3270 * 400 = 0.85 * 24 * 1600 * a$$

$$a = 50 mm.....c = 59 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{720 - 59}{59} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.034 > 0.005 \qquad .....OK$$

Top reinforcement

In Long Length

Max. Mu is zero

$As = As_{Shrinkage} = 23.04cm^2$

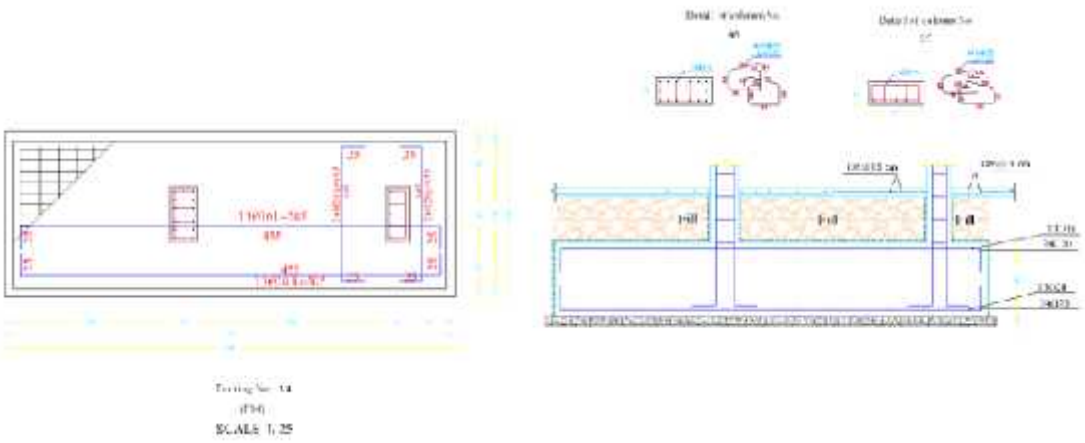
$Select 13\ \text{¤}16 .....As_{prov.} = 26.12 > 23.04cm^2 / m$

In Short length

$As = As_{Shrinkage} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4cm^2$

$Select\ \text{¤}20@20cm .....As_{prov.} = \frac{100 * 3.14}{20} = 15.7cm^2 / m$

Details for the combined foundation:



Figure(4-17) **:** Details for the combined foundation

4.11 Design of wall footing: (wall 2)

4.11.1 Load Calculation:

The total service loads :-
D.l = 255 kN/m.
L.l = 60 KN/m.

For one meter slide :-

$Q_{all\ net}$ = 300-0.3*25-10=282.5
A = (255+60)/282.5= 1.13 .
Use width = 1.2 m.
Assume h = 300mm

.qu =(1.2*255+1.6*60)/1.2= 335 KN/m^2
.d= 300-75-20=205 mm.
Vu = (0.475-0.305)*335= 56.95 KN/m
ΦVc = 0.75/6*$(24)^{0.5}$*1.0*1.0*205*10^3 = 125.53 KN/m >Vu
Depth is enough .

4.11.2 Design for flexure :-

Mu = 335*$(0.475)^2$/2 = 37.8 KN.m/m ……. Kn =1

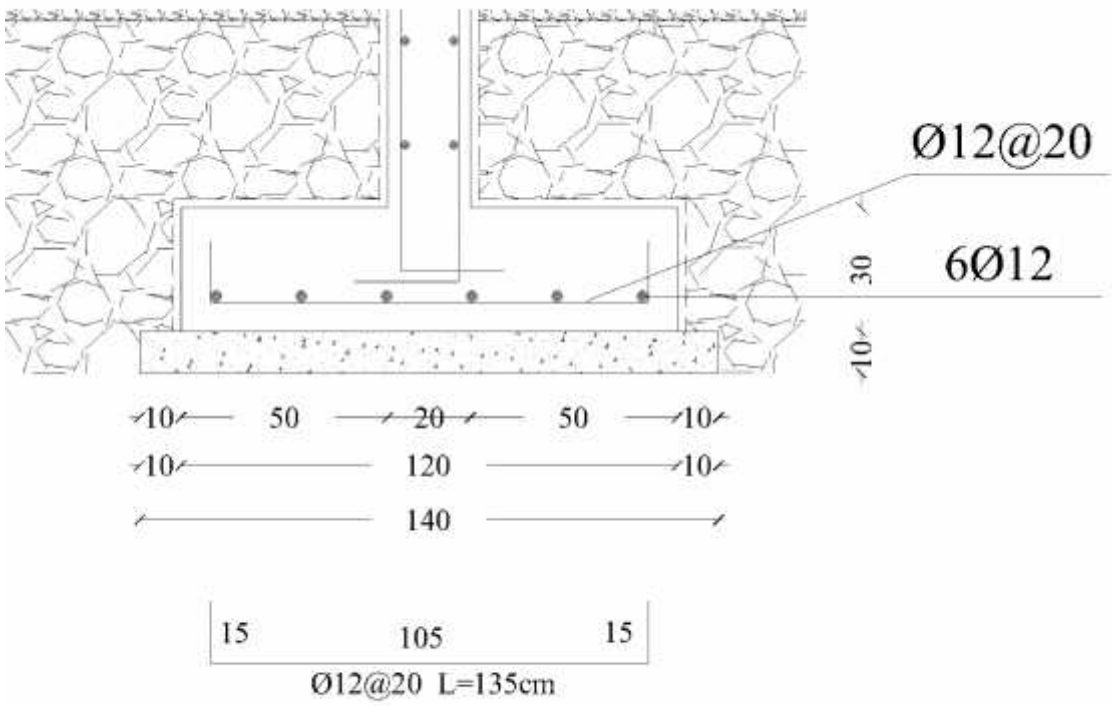
$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.2*1}{420}}\right) = 0.00244$$

As =0.00244*1000*205= 500 mm^2
As_{min} = 0.0018*1000*300=540 mm^2 > As_{req}
Use Φ 12 with A_s =113 mm^2
5 Φ 12 ➔ Φ 12 @ 20 cm c/c.

Transverse direction ➔ (0.0018*1200*300/113)=5.74 ……
… Use 6 Φ 12.

Check development length :-
Ld $_{req}$ = 370.4 mm
Ld $_{avil}$ = 475-75 =400 mm > ld $_{req}$

Design of dowels ➔ 0.0012*250*1000 = 300 mm^2 ➔ use 2 Φ10 @ 50 cm c/c

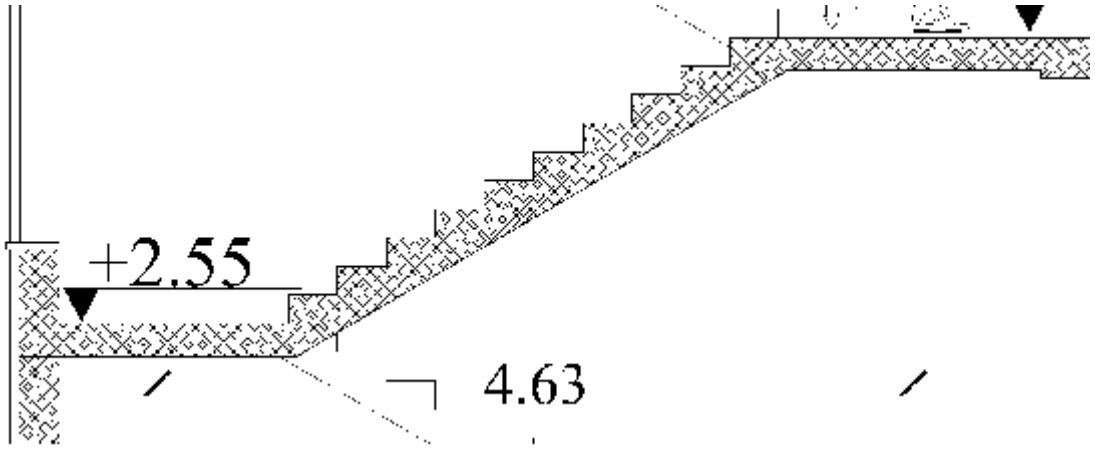


Figure(4-18) **:** Details for the Strip foundation

4-13 Design of Stair :

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20)



Figure(4-19) : Stair

L=plan length of stairs + 0.5 length of landing (or 90 cm whichever is less)

L= 4.63 m

Min h =(4.63 /20) = 0.2315 m

Select h=25 cm.

4-13.1 Load Determination .

Dead load calculation of q_1 :

$\alpha = \tan^{-1}(1.75/30) = 30$

concrete = (25*0.25)*(1/cos30) = 7.2 KN/m

plastering = (0.02*22)*(1/cos30) = 0.50 KN/m

stair = (0.5*0.3*0.175*25)/0.3 = 2.20 KN/m

morter = ((0.175+0.3)*0.02*22)/0.3 = 0.70 KN/m

tiles = ((0.115+0.35)*0.03*27)/0.3 = 1.25 KN/m

sand = ((0.175+0.30)*0.1*16)/0.3 = 2.53 KN/m

Nominal Total Dead Load = 14.38 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*11.88 = 17.26 KN/m

Live load = 4 KN/m .

Factored live load =4*1.6 = 6.4 KN/m

q_1 = 6.4 + 17.26 = 22.70 KN/m

Dead load calculation of q_2 : (for landing)

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

Plastering = (0.02*22) = 0.66 KN/m^2

Morter = 0.02*22 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*27 = 0.81 KN/m^2

sand = 0.1*16 = 1.60 KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 9.76 KN/m

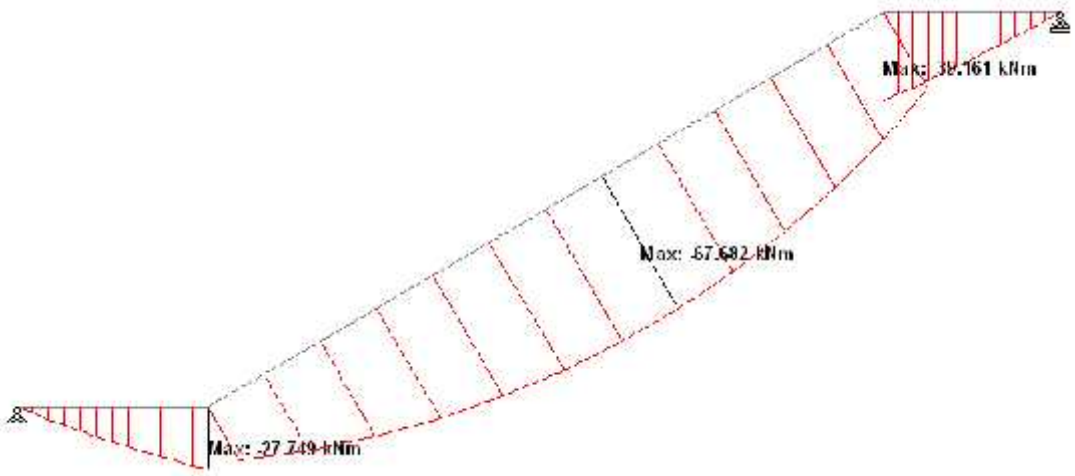
Factored Total Dead Load = 1.2*9.76 = 11.7 KN/m

Live load = 4 KN/m^2 .

Factored live load =4.0*1.6 = 6.4 KN/m^2

q_2 = 6.4 + 11.7 = 18.1 KN/m^2

4-13.2 Stair reinforcement Design of one meter strip :



Figure(4-20) : Moment for Stair .

Mu max = 68 KN.m

d = 250-20-7 = 223 mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{68 * (10)^6}{(0.9)(1000)(223)^2} = 1.52\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.52}{420}}\right) = 0.0038$$

A_s = 0.0038*(100)* (22.3) = 8.5 cm^2

Use Φ 14 @ 15 cm c/c with As =9.24 cm^2 > 8.5 cm^2

4-13.3 Min reinforcement :

A_s min = 0.0018 * 1000 * 250 = 4.5 cm^2 **Use Φ 12 @ 20 cm c/c**

As = 8.5 > 4.5 cm^2

4-14 Design of solid slab of the stair roof.

4-14 -1 Determination of loads :

Dead load = 5.5 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

q_u= (1.2*5.5)+(1.6*2) = 9.8 KN/m^2

The overall depth of solid slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 340 /20 = 0.17 m

Select h=20 cm.

h= 20 cm

d = h-2-1 = 20-2-1= 17cm

Mu=(q_u*l^2)/8 = 9.8*3.4^2/8 = 14.16 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14.16 * (10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.17)^2} = 0.6\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

A_s = 0.00145*(100)* (17) = 2.5 cm^2

4-14 -2 Min reinforcement :

As min =0.0018*b*h = 0.0018*100*20 = 3.6 cm^2

Select As =3.6 cm^2

Use Φ12 @ 25 cm c/c with As =4.52 cm^2> 3.6 cm^2

4-14 -3 Longelir reinforcement for one meter strip :

As = 0.0018*100*20 = 3.6 cm^2

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 3.6 cm^2

4-14 -4 Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 >$A_{s\ shrinkage}$= 3.6 cm^2……. See figure (4-12)

4-14 -5 Design of shear reinforcement :

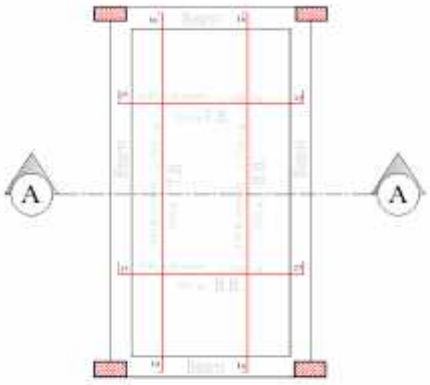
Vu max =q_u*L/2 =(9.81*3.4)/2= 16.68 KN/m

Φ Vc ≥ Vu max

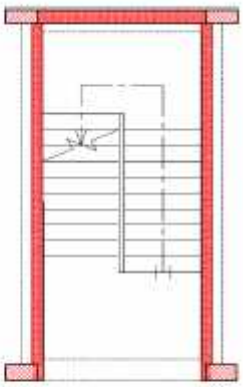
$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 104.1 > 51.6 KN/m

No Shear reinforcement is required .

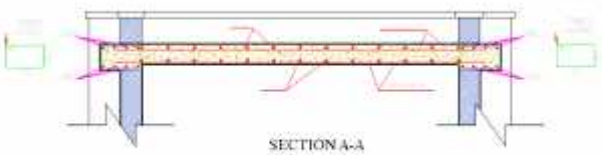


STAIR SLAB
SCALE 1:50



STAIR PLAN
SCALE 1:50

BEAMS REINFORCEMENT
SCALE 1:20



SECTION A-A
SCALE 1:25

Figure(4-21) **:** Details of solid slab of stair

4.15 Design of Shear Wall:

4.15.1 Calculation of shear force on shear walls:

- **Earthquake loads**

From Uniform Building Code UB1997:

Z=0.15 from (alnajah university classification 2A zone)

R=5.5

I = 1

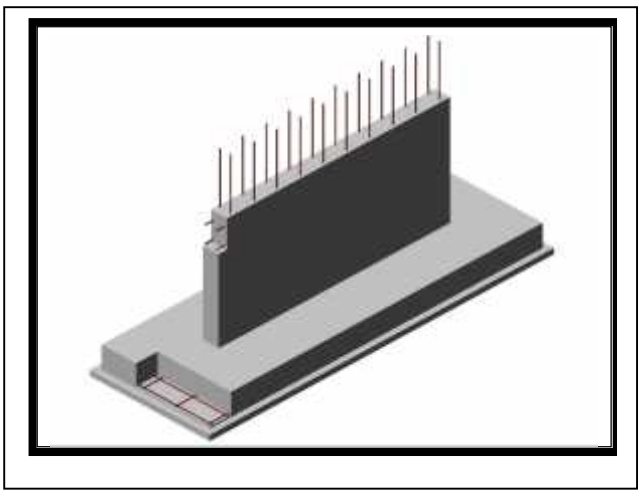
Ca =0.15

Cv =0.15

hn= 14m

Ct =0.0488

SB :- soil profile type UBC table 16-K .



Figure(4-22) **:** Shear wall

Where:

Z = Seismic zone factor as given in alnajah university chart of seismic zone factor or from UBC 2A-zone.

R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N depends on the basic structural system .

I =importance factor given in table 16-K.depends on occupancy category

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.debends on soil profile type and the seismic zone factor.

The soil profile type is considered to be SC which represent Very Dense Soil and Soft Rock in Table 16-J.

Ct =numerical coefficient given in section 1630.2.2.

WHERE:

Ct =0.035)0.0853 (for steel moment-resisting frames.

Ct =0.030)0.0731 (for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.

Ct =0.020)0.0488 (for all other buildings.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R .depends on soil profile type and the seismic zone factor.

hi, hn, hx =height in feet)m (above the base to level *i , n or x*, respectively.

$$Ft = 0.07 * T * V$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$ Eq… .30-8 –UBC.

$T = 0.0488 * (14)^{3/4} = 0.353$

$V_1 = \frac{Cv * I}{R * T} W = \frac{0.15 * 1}{5.5 * 0.353} * W = 0.08 * W$

Not Exceed ==>

$V_1 = \frac{2.5 * Ca * I}{R.} W = \frac{2.5 * 0.15 * 1}{5.5} * W = 0.07 * W$

And Not Less than

$V_1 = 0.11 * Ca * I * W = 0.11 * 0.15 * 1 * W = 0.017 * W$

$\therefore \ V = 0.07 * W$ .....*Control*

To calculate the force at the top (Ft) :

According to UBC 1630.5, (Ft) need not exceed 0.25V and may be considered as zero where T is 0.7 second or less.

So,Ft =0.0since

$$Fx = \frac{(V - Ft) * w_x * h_x}{\sum_{i=0}^{n} (w_i * h_i)}$$

For 4^{th} *Floor*

$W = (D.L + 0.25 * L.L) * Area$

$W = (9.5 + 0.25 * 3) * (500) = 5125 \ Kn$

$V = 0.07 * W = 0.07 * 5125 = 358.75 \ Kn$

$W_{4^{th} \ floor} * h_{3^{rd} \ floor} = 5125 * 14 = 71750 \ Kn.m$

$\sum (w_i * h_i) = 5125 * (14 + 10.5 + 7 + 3.5) = 179375 \ Kn.m$

$$Fx = \frac{(358.75 - 0.0) * 71750}{179375} = 143.5 \ Kn$$

T= 0.353 < 0.7

Ft = 0.07*0.353*358.75 = 8.87 << Fx

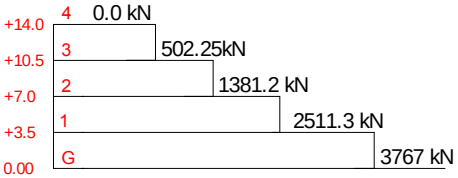
$Vu_{at \ base} = Fx + Ft$

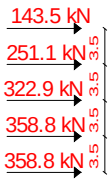
$Vu_{at \ base} = 358.75 + 8.87 = 367.6KN$

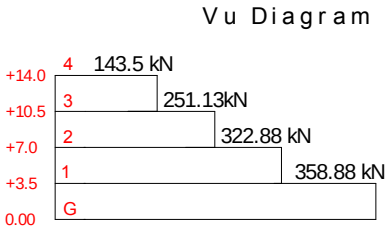
$Mu_{at \ base} = Fx * H = 367.6 * 14 = 367.6KN.m$ To find the shear force acts on the shear wall, Etabs.2008 software is used for analyses

Table 4 .1 Calculation of the total earthquake forces, shear, and moment

Calculation Table for earthquake Forces, Shear and Moment									
Mu	**Vu**		**Fx**	**)W*H(** | **)V -Ft(**	**Ft**	**H**	**V**	**W**	**Floor**
KN.m	**KN**		**KN**	**KN.m**	**KN**	**KN**	**M**	**KN**	**KN**	**#**
0	**143.5**		143.5	71750	358.75	0	14	358.75	5125	3rd
502.25	251.13		107.63	53812.5	358.75	0	10.5	358.75	5125	2nd
1381.2	322.88		71.75	35875	358.75	0	7	358.75	5125	1st
2511.3	358.8		35.88	17937.5	358.75	0	3.5	358.75	5125	Ground
3766.9	358.8		0	0	0	0	0	0	0	At base
Design Values :Vu 358.8 =KN , Mu =3767 KN.m										







❖ **Wind load calculations**

Design wind pressures for buildings and structures shall be determined for any height in accordance with the following formula:

$$P = Ce * Cq * qs * Iw$$

Where:

Ce =combined height, exposure and gust factor coefficient as given in Table 16-G.
Cq = pressure coefficient for the structure or portion of structure under consideration as given in Table 16-H.
Iw =importance factor as set forth in Table 16-K.
P =design wind pressure.

qs =wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet) 10.0 m (as set forth in Table 16-F.

From table 16-G in the UBC, the value of Ce for Exposure B depends on the floor height and its value for each floor is shown in the calculation table below .

$Cq = 1.3 ... from\ table\ 16-H\ in\ UBC$

$Iw = 1.0$

qs :from table 16-F, and by assume the wind velocity equal to 100 Km/h , then :

$qs = 0.604 Kn/m^2$

$P = Ce * Cq * qs * Iw$

$P = 0.95 * 1.3 * 0.604 * 1.0 = 0.746 KN/m^2$

$Force(Fx) = P * h_{floor} * L_{floor} = 0.746 * 3.5 * 45 = 117.5 Kn$

$Mu_{Base} = Fx * h = 117.5 * 14 = 1645 KN.m$

Table)4 ..2 Calculation of the total earthquake forces, shear, and moment

Calculation Table for Wind Pressure, Shear and Moment at Base.							
Floor	Base	Shear	Force	P	Ce	H	Floor
Moment	Moment	KN	KN	kN/m2	From Table 16-G	m	No.
1645	0.00	**470**	0.00	0.000	0	0	At Base
1430	284.5	352.5	81.3	0.487	0.62	3.5	Ground
750	646.8	235	92.4	0.565	0.72	7	1st
387.8	1105.7	117.5	105.3	0.660	0.84	10.5	2nd
0.00	1645	0.00	117.5	0.746	0.95	14	3rd
	1645		**117.5**	**Total**			
Design Values :Vu =117.5 KN<380.85KN , Mu =1645 KN.m<5331.9KN.m							

4.15.2 Design of shear wall:

Design values:

$Vu = 358.88 \ \ KN$

$Mu = 3767 \ \ KN.m$

$fc' = 24 \ \ Mpa$

$Fy = 420 \ \ Mpa$

$Shear \ \ wall \ \ thickness(t) = 25cm$

$Shear \ \ wall \ \ width(L_w) = 6.75m$

$Shear \ \ wall \ \ height(h_w) = 14m$

4.15.2.1 Design of the Horizontal reinforcement:

$Vu = 358.88 \ \ KN$

$Mu = 3767 KN.m$

$weight_{wall} = 25 * (6.75 * 0.25 * 14) = 590 KN$

$Pu_{from \ slabs} = 1200 KN$

$Pu_{Total} = 1200 + 590 = 1790 KN$

- **Determination of effective depth (d)**
- According to)ACI 318-2008 11.9.4 (, For design for horizontal shear forces in plane of wall, d shall be taken equal to 0.8Lw , where Lw is the wall length.

d = 0.8 *6.75 =5.4 m

- **Calculating of shear reinforcement**

$Vu = 358.88 KN$

$Vn = \frac{Vu}{¤} = \frac{358.88}{0.75} = 480 KN$

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d$

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 250 * 5400 = 1102.3 KN$

$Vn < Vc$

No shear reinforcement is required

✓ According to (ACI 318-2008 11.9.9.3), Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of Lw /5, 3h, and 18 in., where Lw is the overall length of the wall. So

✓

$$S_{\max.} = \frac{Lw}{5} = \frac{6.75}{5} = 135cm$$
$$S_{\max.} = 3*h = 3*25 = 75cm$$
$$S_{\max.} = 18*2.51 = 45.2cm$$
$$Select\ S = 25\ cm$$

Use ø12 @ 25 cm c/c

- **Check As minimum**

✓ According to)ACI 318-2008 14.3.3 (, Minimum ratio of horizontal reinforcement area to gross concrete area) ρ (shall be 0.0025.

$$As_{Provided} = 2.261cm^2$$
$$Ag = 25*30 = 1000cm^2$$
$$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{2.261}{750} = 0.00302$$
$$\rho = 0.003 > \rho_{\min} = 0.0025\ .....ok$$

4.15.3 Design of the Vertical reinforcement:

$$Avn = \left[0.0025 + 0.5*\left(2.5 - \frac{hw}{Lw}\right)*\left(\frac{Av_h}{S*h}\right)\right]*S*h$$
$$\frac{hw}{Lw} = \frac{14}{5} = 2.8 > 2.5$$
$$\Rightarrow Avn = 0.0025*S*h$$
$$Select\ \ 2\text{¤}12 \Rightarrow As = 2.26cm^2$$
$$226 = 0.0025*S*250$$
$$\Rightarrow S = 361.6mm$$

Check S max.

$$S_{\max.} = \frac{Lw}{3} = \frac{500}{3} = 166.67cm$$
$$S_{\max.} = 3*h = 3*25 = 75cm$$
$$S_{\max.} = 18*2.51 = 45.2cm$$
$$Select\ S = 25\ cm < S_{req.} = 36.1cm$$
$$Use\ \ 2\text{¤}12@25cm$$

4.15.4 Design of moment:

Design of heavy loaded shear wall

$Mu = 3767 \ \ KN.m$

$C \geq \frac{Lw}{4.5} = \frac{6.75}{4.5} = 1.5$

$Cw = C - 0.1 * Lw$

$Cw = 1.5 - 0.1 * 6.75 = 0.825m$

$\Rightarrow Cw_{each\ boundary} = \frac{0.825}{2} = 0.413m$

$Select \ \ Cw = 60cm > 41.3cm$

$Asv = \frac{Lw}{S} * Avn$

$Asv = \frac{6.75}{0.3} * 2.261 = 50.9cm^2$

$\frac{Z}{Lw} = \frac{Asv * Fy}{2 + 0.85 * B1 * fc' * Lw * h}$

$\frac{Z}{Lw} = \frac{50.9 * 420}{2 + 0.85 * 0.85 * 24 * 6750 * 250} = 0.0073$

$Mu = 0.9 * 0.5 * Asv * Fy * Lw * \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$

$Mu = 0.9 * 0.5 * 3767 * 420 * 6750 * (1 - 0.0695) = 4471.8 \ \ KN.m$

$Mu_{Design} = \min(design)$

- **At the openings in shear walls**

According to)ACI 318-2008 14.3.7(, not less than 2¤12 bars in walls having two layers of reinforcement in both direction shall be provided around window, door, and similar sized openings .

4.15.5 Design of the shear wall footing

Design the footing for the stairs shear wall as strip footing

4.15.5.1 Load Calculation

$$Pu = Pu_{wall} + Pu_{slabs} + Pu_{Stairs}$$

$$Pu_{W.wall} = 14*0.3*1.0*25 = 105KN/m$$

$$Pu_{slabs} = 2500KN$$

$$Pu_{Stairs} = 112.75*4 = 451KN$$

$$\Rightarrow Pu_{Total} = 105 + \frac{2500}{5} + \frac{451}{5} = 695.2KN/m$$

4.15.5.2 Determination of footing width

$$Pu_{Total} = 695.2KN/m$$

$$\pm_{allw.} = 500KN/m^2$$

$$Select\ the\ width = 1.5m$$

$$\pm = \frac{695.2}{1.5} = 463.5 < 1.4*500.....OK$$

4.15.5.3 Determination of foundation depth

$$Select\ h = 30cm$$

$$\rightarrow d = 30 - 7 - 1 = 22cm$$

$$Vu = 463.5*1.0*\left(\frac{1.5-0.3}{2} - 0.22\right) = 176.13KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1500*220 = 202.1Kn$$

$$¤.Vc = 202.1Kn > Vu = 129.8Kn$$

$$\therefore\ Safe$$

4.15.5.4 Design of moment

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 0.453}{420}}\right) = 0.0012$$

$$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0012 * 100 * 22 = 2.64 cm^2 / m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 220}{420} = 6.41 cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 220}{420} = 7.33 cm^2 / m$$

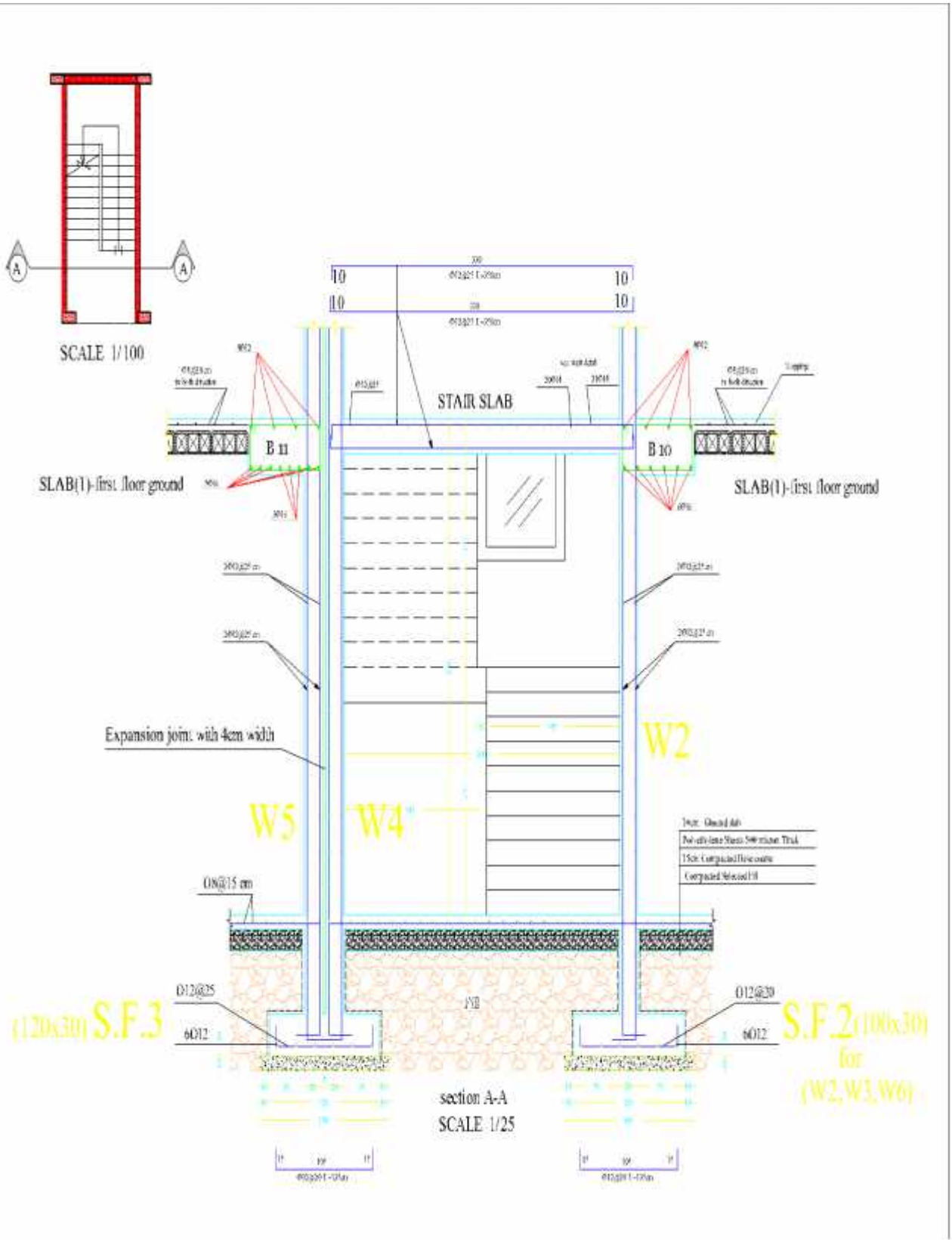
$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.64 = 3.3 cm^2 / m < As_{\min} = 7.33 cm^2 / m$$

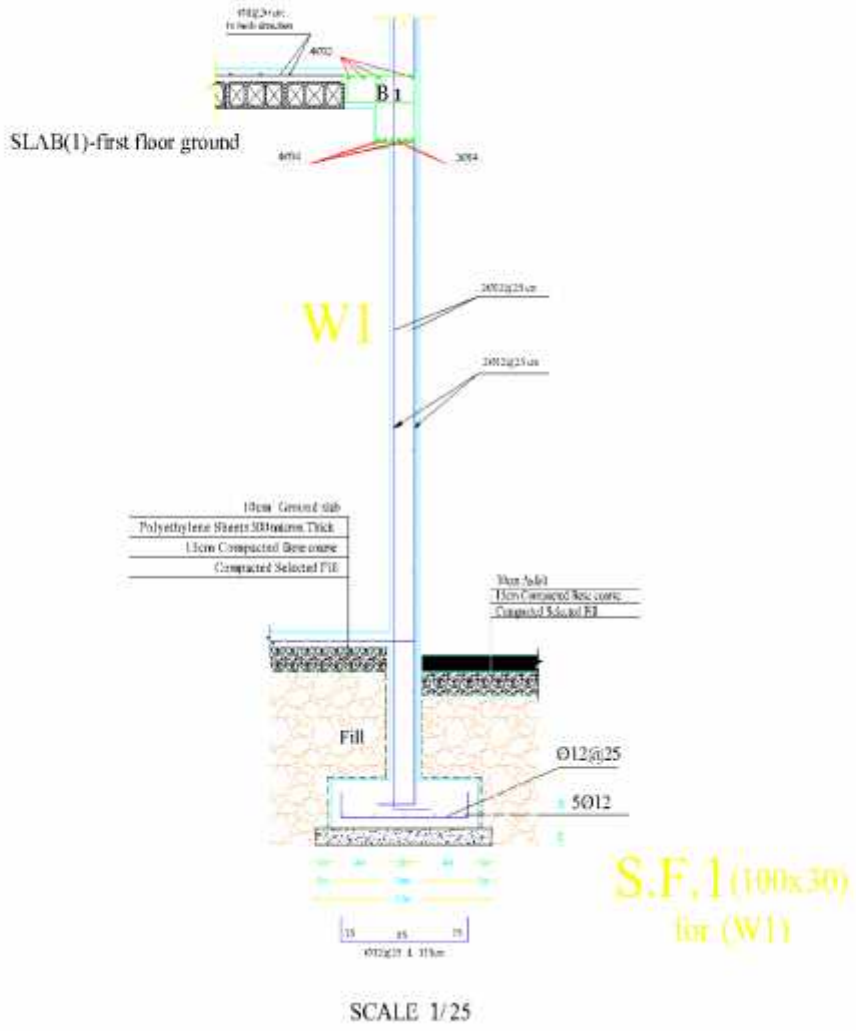
$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 cm^2 / m$$

$$\therefore As = As_{Shrinkage.} = 5.4 cm^2 / m$$

$$use ¤12 - 20 cm - c / c ..... trans - direc \Rightarrow ¤12 @ 20 cm - c / c$$



Figure(4-23) **:** Details of Shear wall



Figure(4-24) **:** Details of Shear wall

CHAPTER

5 STRUCTURAL DESIGN OF AL-HADAB TANK

(5-1) Introduction

Water tanks are classified according of their level of construction as follows:
1 -elevated tank
2- Rested tank
3- Underground tank
and it can be Classified according their form as follows:
1 - rectangular tank
2- Channel tank
3- Circular tank

reservoir, which was adopted in our project **rested rectangular tank**

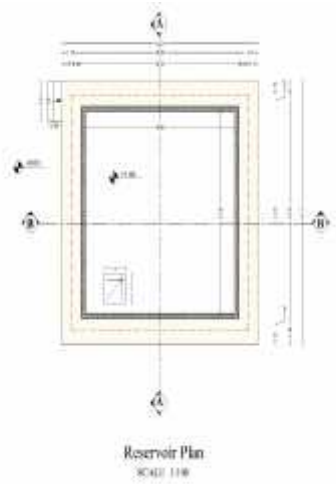


Figure. (5-1) Top View of the tank

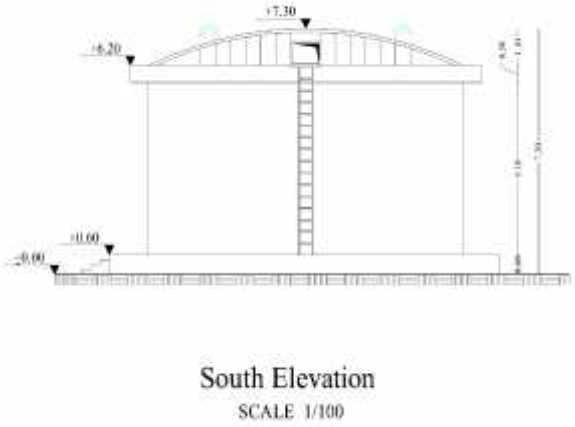


Figure. (5-2) cross-section of the tank

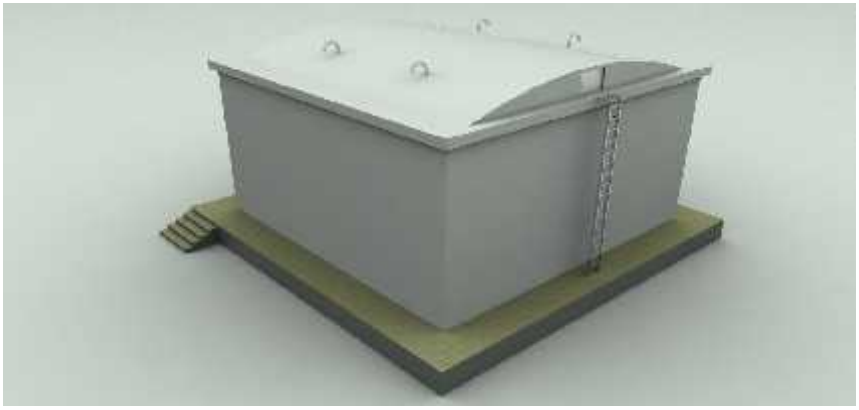
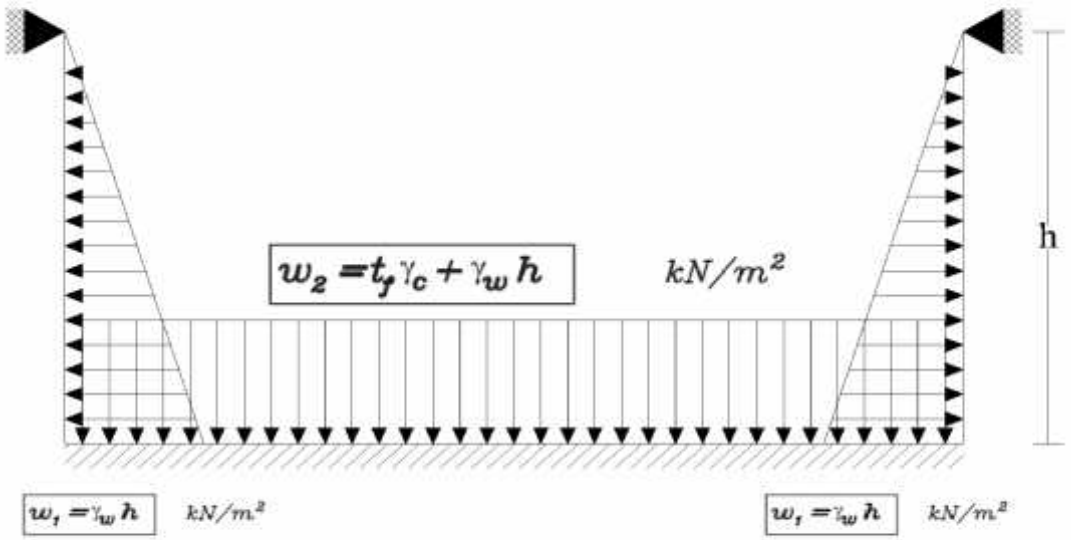


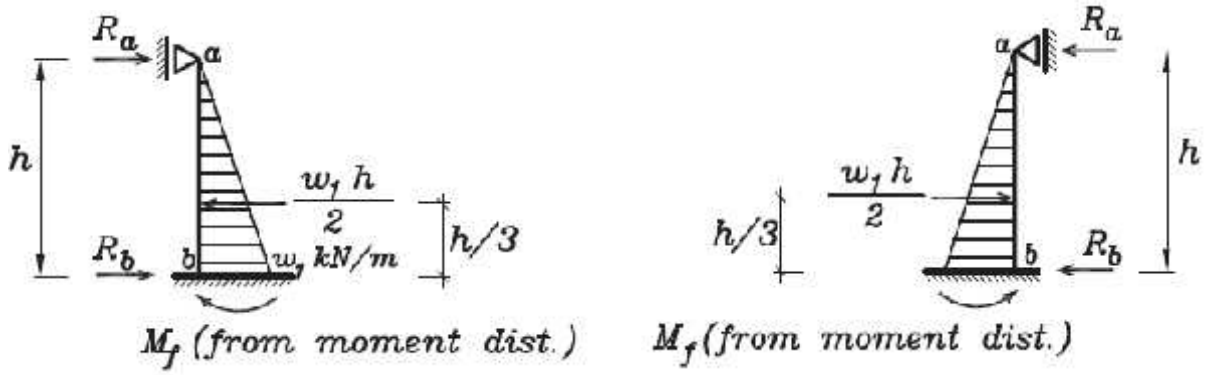
Figure (5-3) Three-dimensional model of the reservoir

Loads acting on the reservoir

Reservoir exposed to live loads due to pressure and weight of the water and dead loads resulting from the weight of the components of the tank itself, and to deal with the tank walls, consider the tank is a vertical and horizontal slabs as taught by the loads located snapped a slide one meter



Where
W1: water pressure
W2: weight of footing in addition to the weight of the water column .
Tf: The thickness of the tank floor



(5-2) Analysis of reservoir loads

Figure (5-4) side and top view of shell structural

(5-2.1) Shell loads:

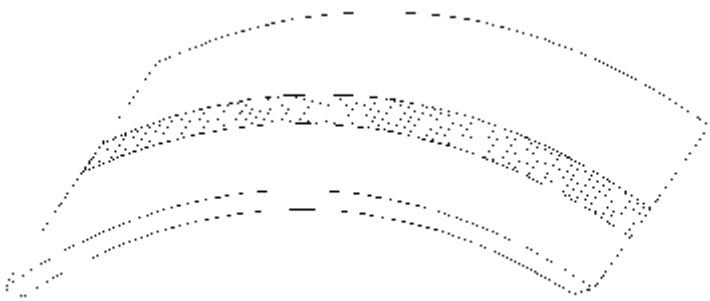


Figure (5-5) one meter slide of Sell

Shaded area = 1.0541 m^2

Perimeter of shaded area = 1.5871 m

Volume of concrete= 10.35*1.054 = 10.9 m^3

surface area = 21.5871*10.35 = 223.43 m^2

Concrete Weight= 25 *10.9= 272.5 KN

Dead load= 272.5 / (223.43/2) = 2.44 KN/m^2

Live load= 0.5 KN/m^2

Snow load = 1.5 KN/m^2

load combinations

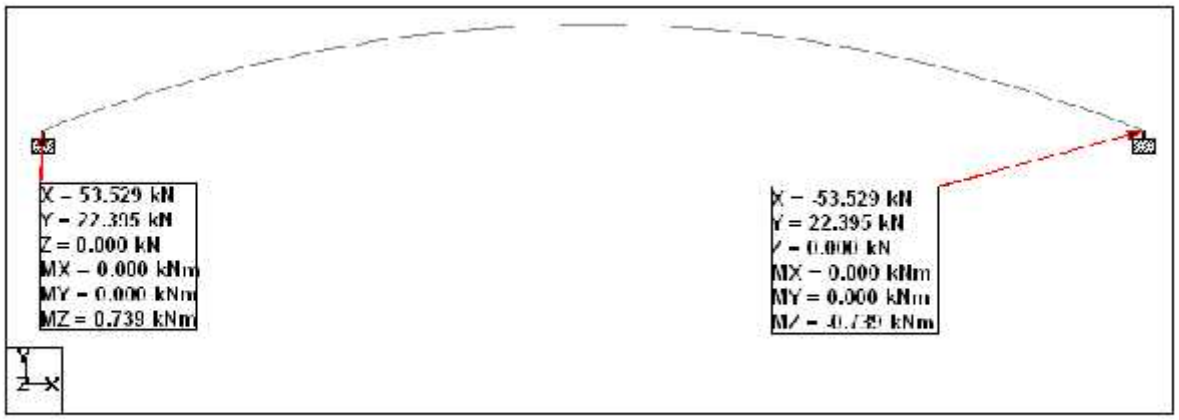
1.2* D + 1.6*L + 0.5*S

1.2*D + 1.6*L + 1*L

D : dead load

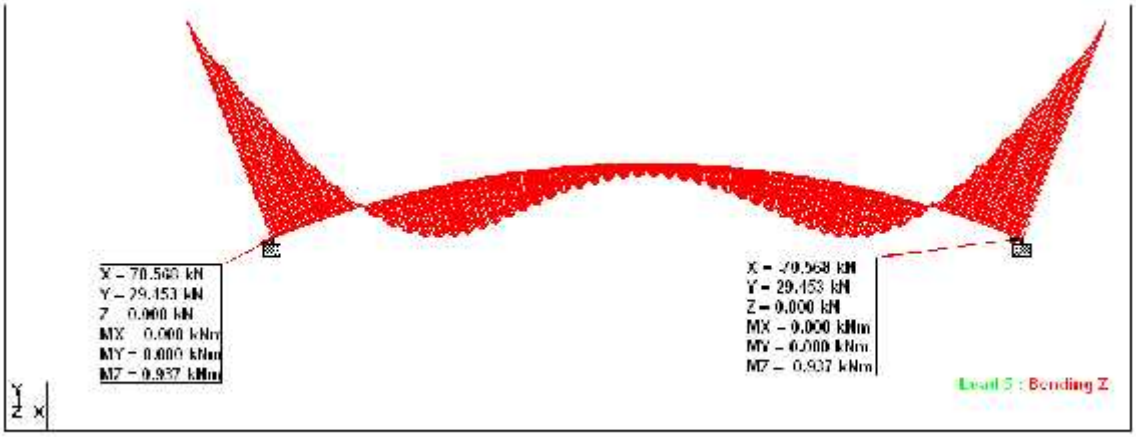
L: live load

S: snow load



service load reaction

Figure (5-6) : Service Load Reaction



factored load reaction

Figure (5-7) :Factored Load Reaction

LL = 0.5 KN/m^2 .

SL = 1.5 KN/m^2 .

For the Arc frame :-

ʃ = 1 m., β = 0.55 ., ε = 0.66 ., λ = 1.05 ., b=10 m., & t = 10 cm .

Arc length = λ*b = 1.05*10 = 10.5m .

Sector :- $I_{(0-0)} = \beta * ʃ^2 * t * b = 0.55 * 1^2 * 0.1 * 10 = 0.55\ m^4$.

& $e_s = \varepsilon * ʃ = 0.66 * 1 = 0.66$ m .

For one meter slide ➔ By Staad-Pro Program .
gives the following results of bending moment & shear envelope :-

the shear envelope:

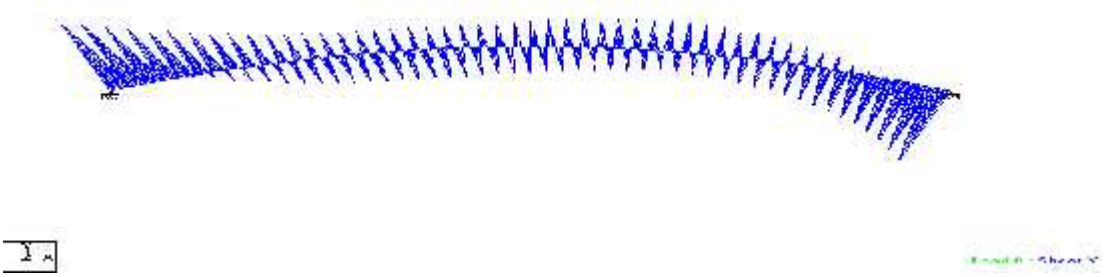


Figure (5-8) :Shear Envelope of Sell

The moment envelope:-

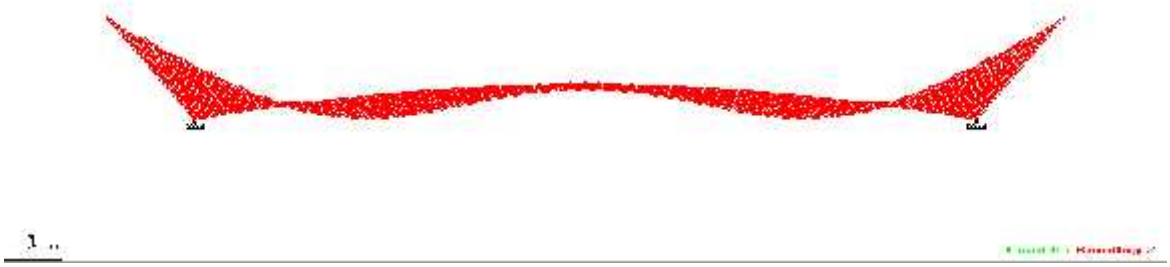


Figure (5-9) :Moment Envelope of Sell

The shear at the edge :-

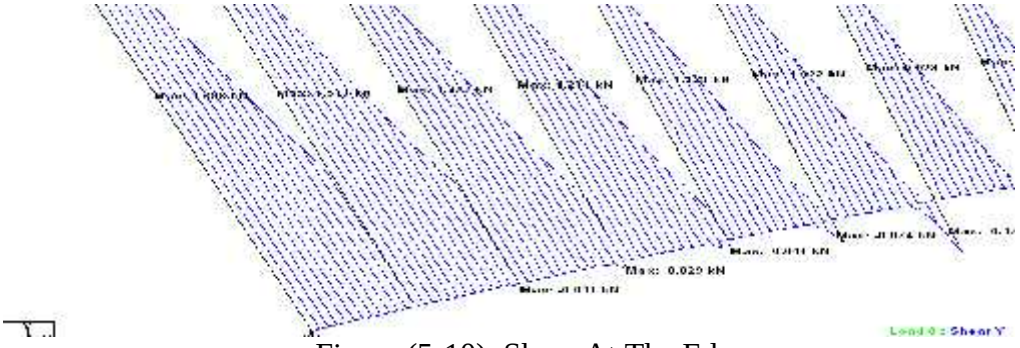


Figure (5-10) :Shear At The Edge

(5-2.2) Design of Shear :

The maximum shear value (V_u = 1.61 KN).

The shear strength of concrete is ϕV_c

but d = 100-20-4 = 76 mm

ϕV_c =(0.75/6) * b_w* d *10^{-3} = 0.125 * 1000 * 76 = 9.5 KN > V_u

➔**No shear reinforcement is req**

.

(5-2.3) Design of shell for the axial load:-

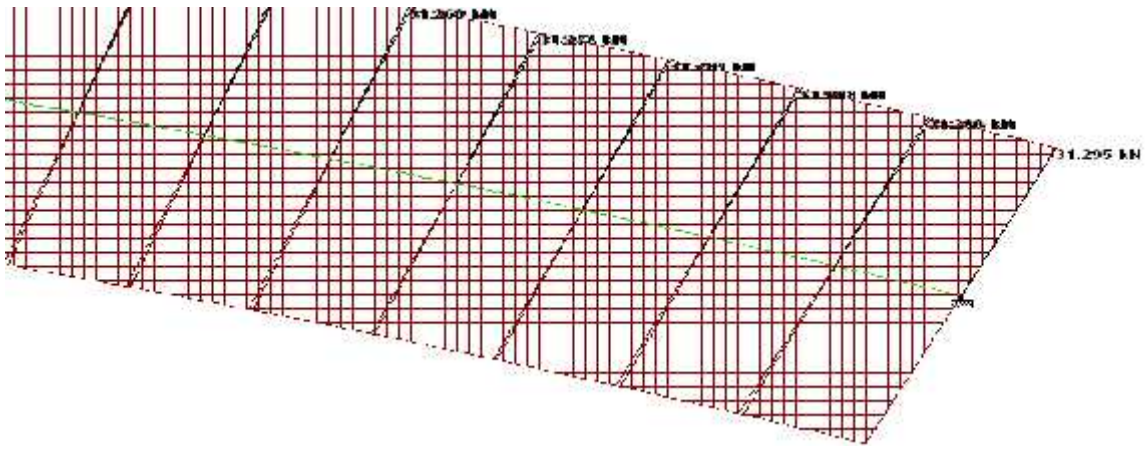


Figure (5-11) Axial Load At Sell

Nu = 31.3 KN/m.

Ø Nn = 0.8*(0.85*24000)* 0.1*1 = 1632 KN/m > Nu

➔Strength of concrete is enough .

(5-2.4) Design of bending moment :-

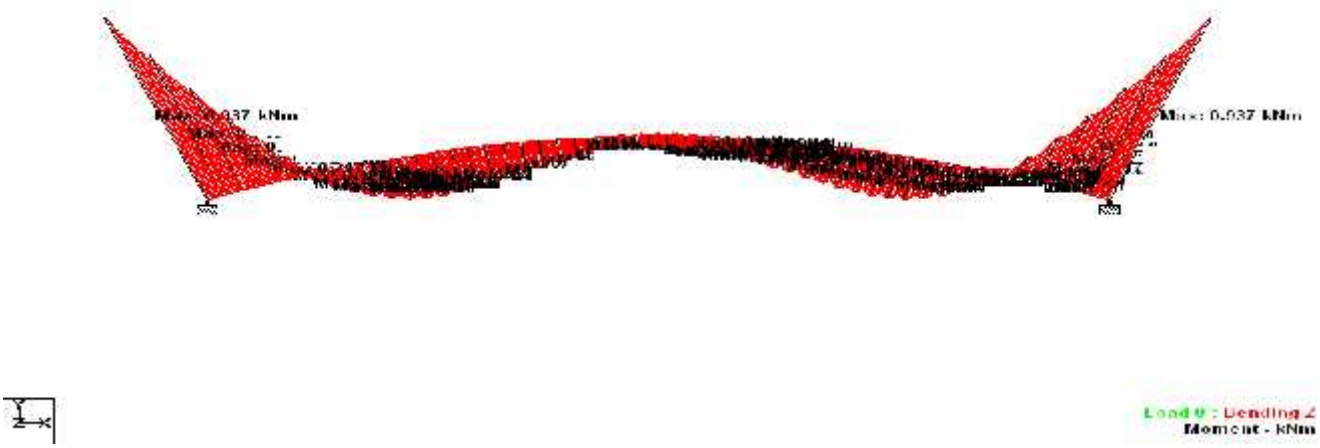


Figure (5-12) : Negative Moment Envelope of Sell

(5-2.4.1) The (–ve) moment design :

Mu = 0.94 kN.m/m

Mn_{req} = Mu / 0.9 = 0.94 / 0.9 = 1.05 KN.m.

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

$$R_n = \frac{1.05 * 10^{-3}}{1 * 0.076^2} = 0.181\ kN/m^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.181)}{420}}\right) = 0.00044$$

$A_{s\ req} = \rho bd$ = 0.00044* 1000*76 = 33 mm^2/m

$A_{s\ min}$ = 0.0018*1000*100=180 mm^2/m > $A_{s\ req}$

use Ø 8 with As = 50 mm^2 ➔ use 4 Ø 8 / m ➔ use Ø 8 @ 25 cm c/c

(5-2.4.2) design of (+Ve) moment :-

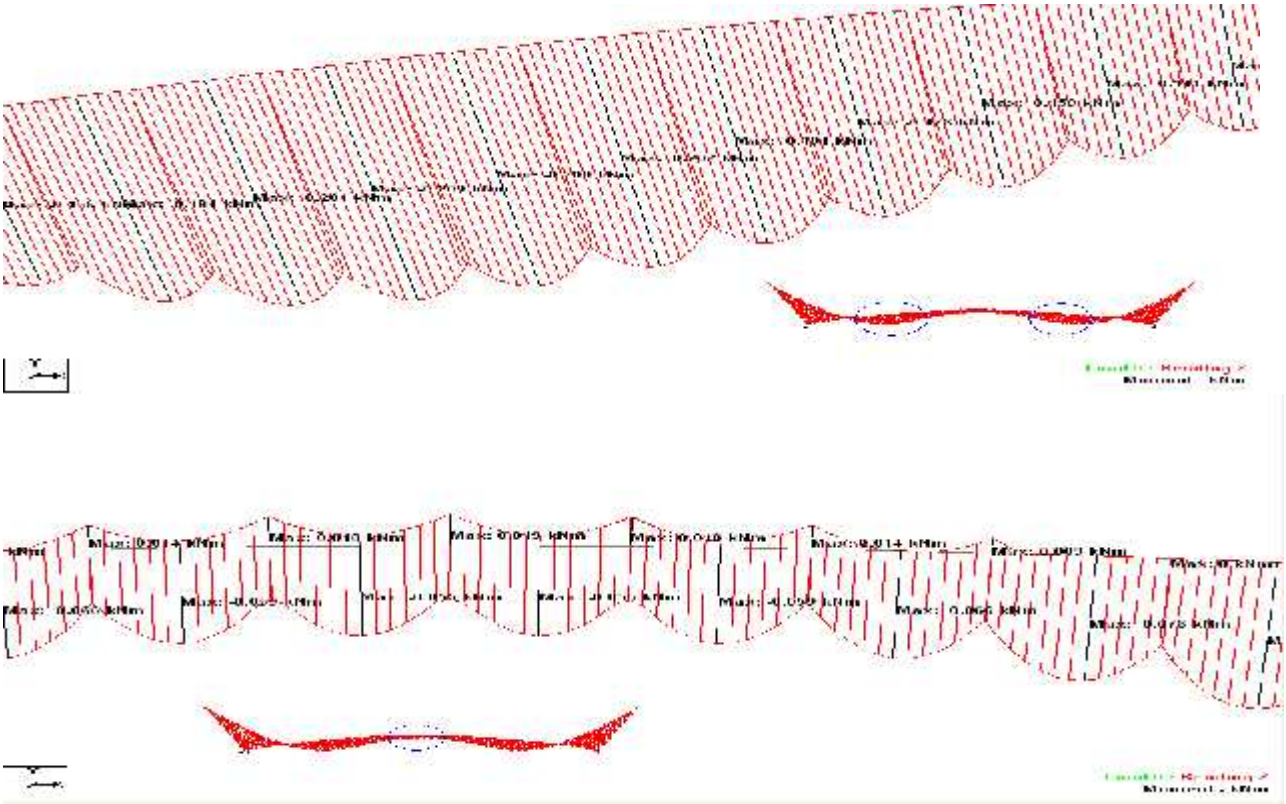


Figure (5-13) : Positive Moment Envelope of Sell

maximum moment :-

Mu = 0.21 kN.m/m

Mn_{req} = Mu / 0.9 = 0.21 / 0.9 = 0.233 kN.m.

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

$$R_n = \frac{0.233 * 10^{-3}}{1 * 0.076^2} = 0.041 \ kN/m^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.041)}{420}}\right) = 0.0001$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0001 * 1000*76 = 7.6\ mm^2/m$

$A_{s\ min} = 0.0018*1000*100 = 180\ mm^2/m > A_{s\ req}$

use Ø 8 with As = 50 mm² ➔ use 4 Ø 8 / m ➔ use Ø 8 @ 25 cm c/c .

longitudinal reinforcement :-

use Ø 8 with As = 50 mm² ➔ use Ø 8 @ 25 cm c/c .

(5-3) Desigen Of Wall :

(5-3.1) Wall loads

unit weight of water = 10 KN/m^3

Maximum water pressure= 10*5 = 50 KN/m^3

***U* = 1.4 *(*F*) (Aci 318 08m-ch9)**

U is expressed in terms of factored loads

F = loads due to weight and pressures of fluids with well-defined densities and controllable maximum heights, or related internal moments and forces

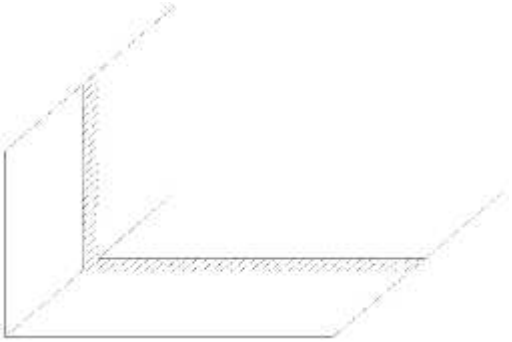


Figure (5-14) one meter slide at wall and footing

Factored load = 1.4*50 = 70 kn/m2

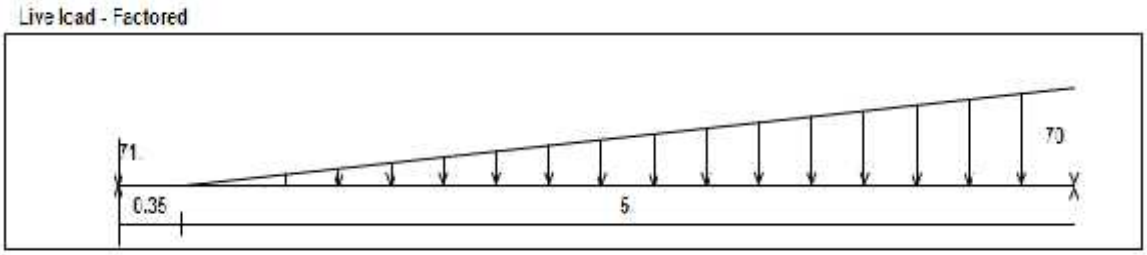


Figure. (5-15) The live Load for the wall

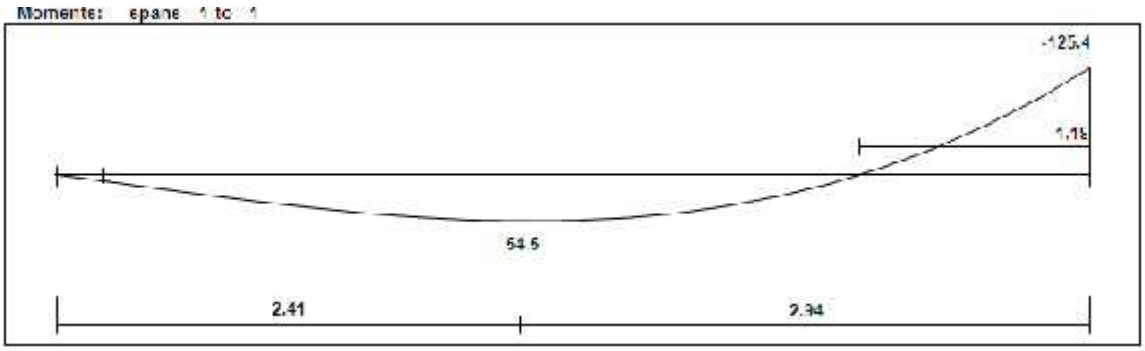


Figure. (5-16) The design moment for the wall

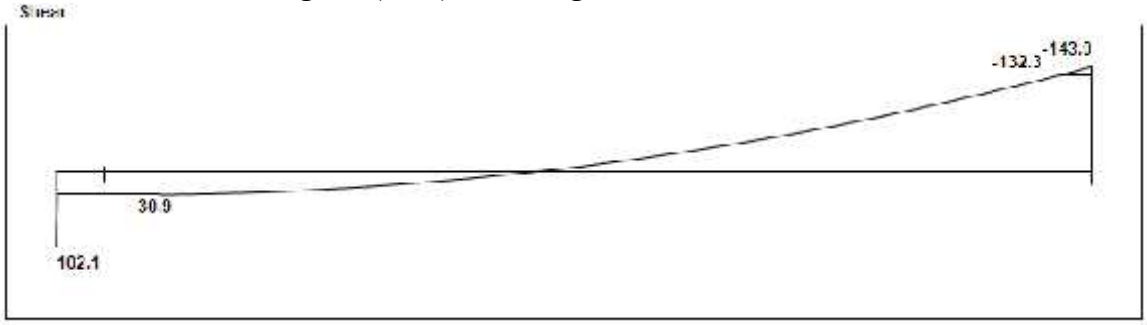
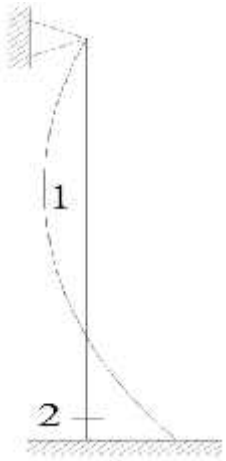


Figure. (5-17) The design shear for the wall

Design of wall

1) Air section
2) Water section



Wall sections

Thickness Calculation:

Water section

Rn????

n NN Mu= 1

Assume ° = 0.01

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$$

$$Rn = \circ * fy(1 - 0.5m\circ) = 3.83Mpa$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{\frac{125.4}{0.9}*10^6}{1000*3.83}} = 190.73mm$$

$$select \quad h = 25cm$$

Air section

Mu= 54.5 KN.m/m

Assume ° = 0.01

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$$

$$Rn = \circ * fy(1 - 0.5m\circ) = 3.83Mpa$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{\frac{54.5}{0.9}*10^6}{1000*3.83}} = 125.7mm$$

$$select \quad h = 25cm$$

check of shear

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

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{28}*1000*210 = 138.9KN > Vu\max = 132.3KN$$

D= 250-30-10=210 mm

Water section

Mu= 125.4 KN.m/m

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$$

$$Rn = \frac{(125.4/0.9)*10^{+6}}{1000*(210)^2} = 3.16Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*Rn*m}{fy}}\right] = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*3.16*17.65}{420}}\right) = 0.0081$$

$$A_s req = 0.0081*100*21 = 17.01cm^2/m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{28}*1000*210}{420} = 6.61cm^2/m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*210}{420} = 7cm^2/m$$

$$As_{req} > As_{\min}$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 4.5cm^2$$

Select $7¤18/m....As_{\text{Pr ovided}} = 17.8038cm^2 > 17.01cm^2.....ok$

Check for Strain:

Tension = Compression

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

$1780 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$

$a = 31.4mm$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{31.4}{0.85} = 37mm$$

$$£_s = \frac{210-37}{37} * 0.003$$

$£_s = 0.014 > 0.005$ .....*OK*

Air section

Mu= 54.5 KN.m/m

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$$

$$Rn = \frac{(54.5/0.9)*10^{+6}}{1000*(210)^2} = 1.373Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*Rn*m}{fy}}\right] = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*1.373*17.65}{420}}\right) = 0.00337$$

$$A_s req = 0.00337*100*21 = 7.08cm^2/m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{28} * 1000 * 210}{420} = 6.61 cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{420} = 7 cm^2 / m$$

$As_{req} > As_{\min}$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 4.5 cm^2$

Select $7\text{¤}12 / m ....As_{\Pr ovided} = 7.9128 cm^2 > 7.08 cm^2 .....ok$

Check for Strain:

Tension = Compression

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

$791.28 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$

$a = 14 mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{14}{0.85} = 16.43 mm$

$£_s = \frac{210 - 16.43}{16.43} * 0.003$

$£_s = 0.035 > 0.005$ .....*OK*

For min reinforcement AS min =0.002*1000*250 = 5 cm2

Use two layer with ¤10 @ 20 cm

(5-4) Footing Design:

(5-4.1) services load

Weight of wall = 0.25*5.1*25 = 31.88 KN/m
Weight of beam = 0.85 * 0.50 * 25 = 10.63 KN/m
Load from shell structure 22.4 kn/m
Weight of water = 50 kn/m2

(5-4.2) factored load

Weight of wall = 0.25*5.1*25 = 38.26 KN/m
Weight of beam = 0.85 * 0.50 * 25 = 12.76 KN/m
Load from shell structure 29.5 KN/m
Weight of water = 70 KN/m

Check of vertical load

Pn = 0.80 Ag {0.85 f_c' (1- ρg)+ (ρg * f_y)}
Pn= 0.8 * .25{0.85*28(1-0.01)+(0.01*420)} = 5552.4 kn
0.75*5552.4 = 4164.3> pu=(80.52 kn) ……ok

(5-4.3) Footing area

Total services load = 31.88*4*10.5+10.63*4*11.7+22.4*2*10.35+50*10*10 = 7300.5 KN
A req = total services load / q all = 7300.5/350 = 20.9 m^2
A provide = 11.1^2 = 123.21 >>22.9 ……ok
Total factored load = 38.26 *4*10.5 +12.76*4*11.7 +29.5*10.35*2 = 2814.74 KN

(5-4.4) Loading cases :

Case 1: the tank is empty

$$\pm = \frac{2814.74}{123.21} = 22.85 Kn/m^2 < 1.4*350 = 490 KN/m^2 .....OK$$

For one meter strip load will be = 0.5*22.85 = 11.42 kn/m (two way)

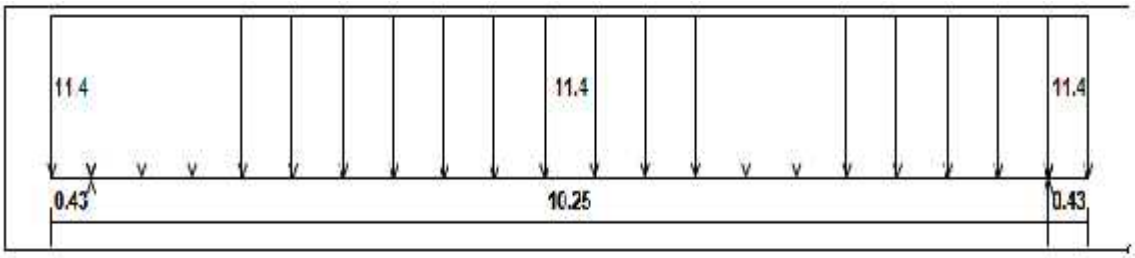


Figure. (5-18) The live Load At The Footing

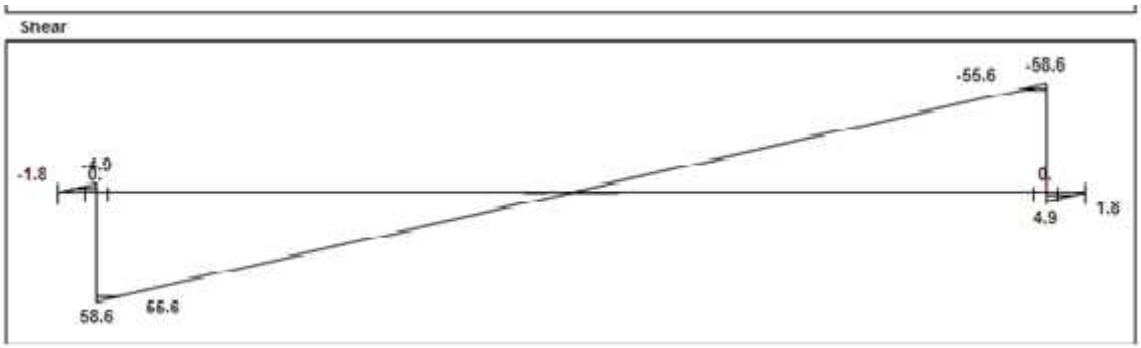


Figure. (5-19) The design Shear for the footing

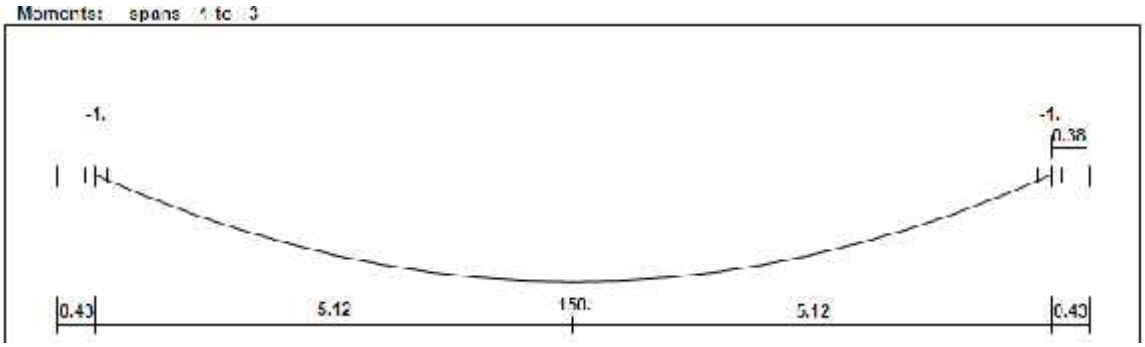


Figure. (5-20) The design moment for the footing

Case 2) the tank is full with water

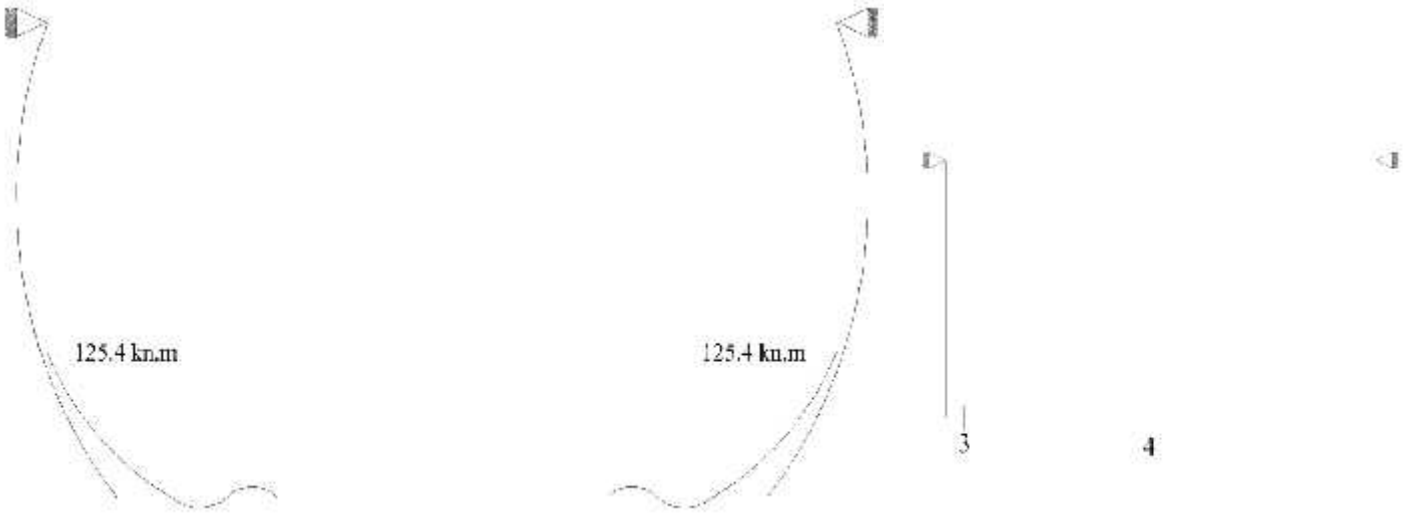


Figure. (5-21) The design moment for the footing Section 3 And 4

Footing sections:

Footing thickness

At section (3) take h=50 cm and L=1m

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

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1000 * 420 = 277.8KN > Vu\max = 80.52KN$$

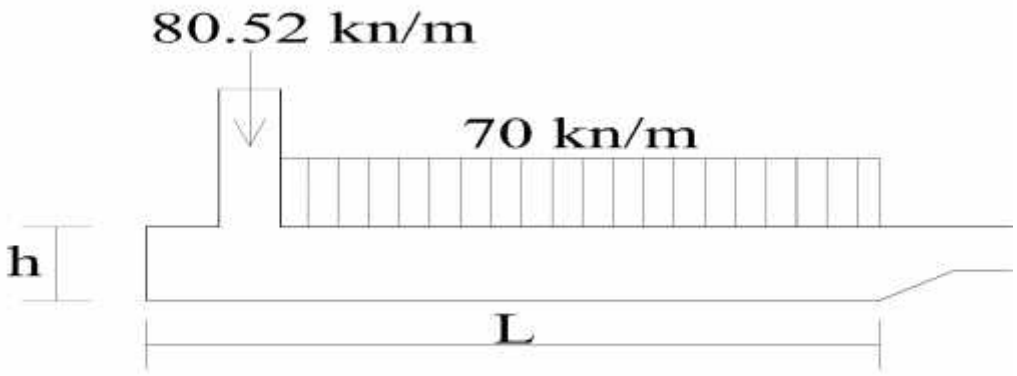


Figure. (5-22) Section (3) At The Footing

Check of stress

the footing under wall is unsymmetrical case of loading

$$f_{g_1} = \frac{\Sigma W}{A} - \frac{My}{I}$$

$$f_{g_2} = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{My}{I}$$

Fg1 = minimum stress
Fg2 = maximum stress
W= weight of (wall + water + footing)
A = footing area
M = maximum moment
I = moment of inertia
FOR L=1M stress failure will be acquired take L= 2 m
A= 1 m * L = L m
I = 1 m * L^3/12

I = 1 m * L^3/12

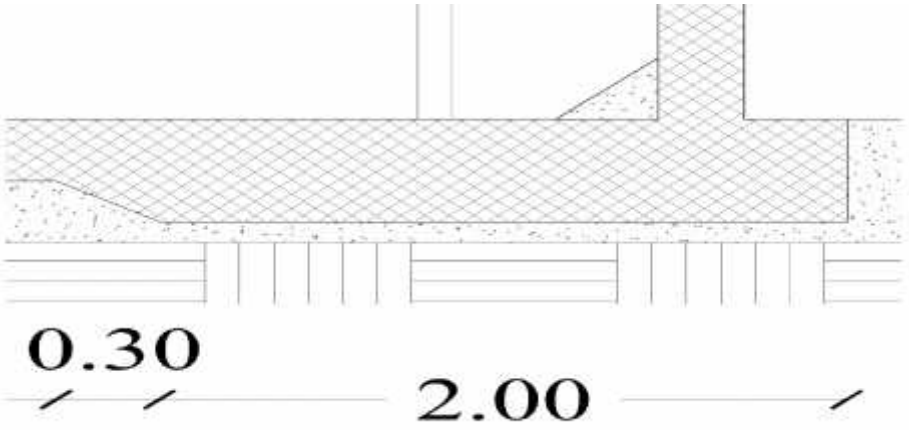
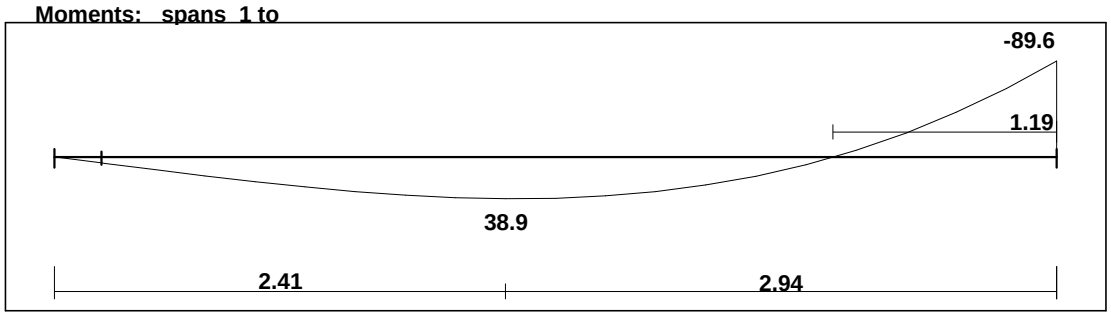


Figure. (5-23) Section (3) At The Footing



Maximum service moment from wall

Y = L/2

Fg2 = (W / L) + (6*m/ L^2)

Weight of footing = 0.5*2*25*1m= 25 kn

Weight of water = 50*(2-0.3-0.25) = 72.5 kn

W = 25+72.5+31.88+10.63+22.4 = 162.41 kn

Ex=(-64.91*0.575+72.5*0.275) / 162.41 = -0.107 m

M = 89.6+162.41*0.107 = 107 kn.m

Fg2 = (162.41/2)+(107*12/8) = 241.71 kn/m^2 < 350 kn/m^2 ……ok

(5-5) Design for Bending Moment:

Section (3)

$Mu = 125.4 Kn.m/m$

$Mn = \frac{125.4}{0.9} = 139.3 KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{139.3 \times 10^6}{1000 \times 420^2} = 0.79 Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 17.65\times 0.79}{420}}\right) = 0.00191$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00191*100*42 = 8\ cm^2/m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{28}*1000*420}{420} = 13.23 cm^2/m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*420}{420} = 14 cm^2/m$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3*As_{req} = 1.3*8 = 10.4 cm^2 < As_{\min} = 14 cm^2/m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*50 = 9 cm^2/m$$

$$\therefore As = 10.4 cm^2/m$$

Select $7\phi 14 ....As_{Provided} = 10.77 cm^2/m > 10.4 cm^2/m .....ok$

Section (4)

$$Mu = 275.4 Kn.m/m$$

$$Mn = \frac{275.4}{0.9} = 306 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{306\times 10^6}{1000\times 220^2} = 6.322 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 17.65\times 6.322}{420}}\right) = 0.0179$$

$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0179 * 100 * 22 = 39.32 cm^2 / m$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{28} * 1000 * 220}{420} = 6.93 cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 220}{420} = 7.33 cm^2 / m$$

$As_{req} > As_{\min}$

$\therefore As = 39.32 cm^2$

Select $8\phi 25 / cm$

For Min Reinforcement use $7\phi 12./m$

CHAPTER

6

الاستنتاجات والتوصيات

الفصل السادس
الاستنتاجات والتوصيات

٦-١ الاستنتاجات

١- يجب على كل مهندس أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بالطرق اليدويه حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢- يجب أخذ العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليه.

٣- إن أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع اخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

٤- لقد تم استخدام نظام (One- way ribbed slab) في جميع الطوابق في المدرسه نظرا لطبيعة وشكل وابعاد المدرسه .

كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج لأنها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل الأحمال المركزة، كما تم استخدام جسور من نوع(T – Beam) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

٥- تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل التربة مقدارها($3.5Kg/cm^3$).وبالتالي اختيار الشكل النهائي للأساس بناء على نوع العنصر الإنشائي المحمول.

٦- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج SAFE - ETABS -ATIR في التصميم

ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويا، وكانت النتائج متطابقة كما هي في

الأمثلة الموضحة.

٧- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
٨- تم استخدام المعادلات من الكود الامريكي

ACI 318M-08---Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. First Printing-June 2008-ISBN 978

٦-٣ التوصيات.

ان من أهم الامور التي يجب مراعاتها عند اختيار المشروع هو احتوائه على معظم انواع الانظمه الانشائيه وذلك لكي تتم الاسفاده مما تم تعلمه اثناء المسيره التعليميه في تطبيقه عمليا بالمشروع ، ولذلك تم اختيار مشروع المدرسه التعليميه وخزان المياه لانهما يحتويان على معظم الانظمه الانشائيه .

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

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم اختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى، مع انه وفي غير الأحيان في بلادنا يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك إن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولابد في هذه المرحلة أن يتوفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضا للتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم اوشبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.يجب أن يتم تنفيذ المشروع تحت إشراف لجنة هندسية مختصة.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

١- حساب الأحمال بنوعيها الحية والميتة والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة.

٢- تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج .....الخ.

٣- تصميم العناصر الرئيسية من أعمدة وجدران.

٤- تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة.

٥- المراجعة النهائية للتفاصيل الإنشائية، والتأكد من التوافق التام بينها وبين المخططات والتفاصيل المعمارية.

٦- مراجعة كفاءة جدران القص ، مع العلم بأنه يفضل بان تكون هذه الجدران موزعة بانتظام في أجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة ، وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.

والحمد لله رب العالمين

قائمة المصادر والمراجع

1-ACI 318M-08---Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. First Printing-June 2008-ISBN 978.

2- JORDANIAN CODE.