

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

أسم المشروع
التصميم الإنشائي لمبنى المستشفى الرئيسي في
مدينة رام الله الطبية ((سرده))

فريق المشروع

عبد الحميد فطافطه

اشرف صبحي مشعل

عثمان يوسف ملحم

إشراف

د. هيثم عياد

حزيران - 2007 م

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

أسم المشروع
التصميم الإنشائي لمبنى المستشفى الرئيسي في
مدينة رام الله الطبية ((سرده))

فريق المشروع

عبد الحميد فطافه

اشرف صبحي مشعل

عثمان يوسف ملحم

إشراف

د. هيثم عياد

فلسطين - الخليل

حزيران - 2007 م

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى المستشفى الرئيسي في

مدينة رام الله الطبية ((سرده))

فريق العمل

عبد الحميد فطافطة

أشرف صبحي مشعل

عثمان يوسف ملحم

إشراف

د. هيثم عياد

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل - فلسطين

حزيران - 2007

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى المستشفى الرئيسي في

مدينة رام الله الطبية ((سرده))

فريق العمل

عبدالحميد فطافطة

أشرف صبحي مشعل

عثمان يوسف ملحم

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع ، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة
المتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
للوواء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

د. هيثم عياد

.....

توقيع اللجنة المناقشة

.....

توقيع رئيس الدائرة

د. نبيل الجولاني

.....

حزيران - 2007

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز...

إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب، أمي وأبي اللذين سهرتا الليل وعملا
النهار لنتفوق ونستمر.

إلى الأعماء على قلبيأخوتي.

إلى من علمني أول حرف..... أساتذتي.

إلى زملائي بكل مراحل الدراسة.

إلى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

إلى من قدّم شيئاً من اجل فلسطين.

إلى كل من أحبنا وأحببنا.

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة

الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور هيثم عياد والذي بذل كل جهد

مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً".

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى المستشفى الرئيسي في
مدينة رام الله الطبية ((سرده))

فريق المشروع

عبد الحميد فطافطة

أشرف صبحي مشعل

عثمان يوسف ملحم

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2006

إشراف

د. هيثم عياد

هدف هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة اليه ، فقد تم التخطيط له على اساس استيعاب عدد كبير من المرضى ، بحيث يغطي هذا المستشفى جميع التخصصات، حتى تلك التخصصات غير المتوفرة حاليا في المستشفيات الحكومية .

يتكون المشروع من اربعة طوابق (4000م² للطابق تقريبا)، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات مثل اجنحة المرضى وغرف العمليات ومساحات الانتظار، الموزعة معماریا بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية، ولتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C) ، اما بالنسبة للتحليل النشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2002) ، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل :Strap, STAAD.Pro Office2003, Autocad2004 وغيرها.

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

والله الموفق

Abstract

The Structural Design for main building of Medical City in RamAllah Province

Project Team

Ashraf.S.Mashal

Abed-Alhamed.S.Fatafta

Othman.Y.melhem

Palestine Polytechnic University

Supervisor

Dr.haitham Ayad

The aim of this project is perform the structural design for all structural elements such as ribs, beams, column, and footing.

We choose this project because it was worked with planning standard, to assimilating the large number of in patients , consists of all specialize major of medical care that all the hospitals do not have these majors.

This project consisting of four floors (4000m² for floor), each floor has many functions such as patient suite, waiting area, surgery and operation rooms, and administration ...etc.

In our project we depend on Jordanian constructing codes for determining the load, but we use the ACI code for structural analysis and design for all structural elements, and we use some of computer programs such as Autocad2004, STAAD.Pro and Office2003etc.

By finishing this project we well provide the structural design for structural element in this building in Medical City in RamAllah Province.

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية

| الصفحة | الموضوع |
|--------|--------------------------|
| i | صفحة العنوان |
| ii | شهادة تقييم مشروع التخرج |
| iii | صفحة الإهداء |
| iv | صفحة الشكر والتقدير |
| v | خلاصة المشروع |
| vi | Abstract |
| vii | فهرس المحتويات |
| xi | فهرس الجداول |
| xi | فهرس الأشكال والرسومات |
| xiv | List of Abbreviations |

الفصل الأول

المقدمة

| الصفحة | |
|--------|------------------------------|
| 1 | (1-1) نظرة عامة |
| 2 | (1-2) أسباب اختيار المشروع |
| 2 | (1-3) الهدف من إجراء المشروع |
| 3 | (1-4) خطوات المشروع |
| 3 | (1-5) محتويات المشروع |

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

| | |
|----|----------------------------------|
| 7 | (2-1) المقدمة |
| 7 | (2-2) موقع المشروع |
| 8 | (2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع |
| 9 | (2-4) الموقع العام |
| 10 | (2-5) وصف الطوابق |
| 14 | (2-6) الواجهات |
| 17 | (2-7) الحركة |

الفصل الثالث

الدراسة الإنشائية

الصفحة

| | |
|----|----------------------------|
| 19 | (3-1) المقدمة |
| 19 | (3-2) هدف التصميم الإنشائي |
| 20 | (3-3) الاحمال |
| 20 | (3-3-1) الأحمال الميتة |
| 21 | (3-3-2) الأحمال الحية |

| | |
|----|--|
| 22 | (3-3-3) الأحمال البيئية |
| 22 | (3-3-4) أحمال الرياح |
| 23 | (3-3-5) أحمال الثلوج |
| 24 | (3-3-6) أحمال الزلازل |
| 24 | (3-4) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى |
| 24 | (3-4-1) العقود |
| 25 | (3-4-2) الأدراج |
| 25 | (3-4-3) الجسور |
| 26 | (3-4-4) الأعمدة |
| 27 | (3-4-5) جدران القص |
| 27 | (3-4-6) الأساسات |
| 29 | (3-5) برامج الحاسوب التي تم استخدامها |

Structural Analysis and Design

Chapter Four

| | Page |
|---|------|
| (4.1) Introduction | 30 |
| (4.2) Selections the thickness of slabs | 31 |
| (4.2.1) Thickness of one-way slab | 31 |
| (4.2.2) Thickness of two-way slab | 31 |
| (4.3) Design of slabs | 33 |
| (4.3.1) Calculate of loads for one way rib slab | 35 |
| (4.3.2) Two way rib slab: | 36 |
| (4.3.3) Design of top slab for one way | 37 |
| (4.3.4) Calculate of ultimate moment (one-way) | 37 |
| (4.3.5) Design of top slab for two way | 38 |
| (4.4) Design of rib | 39 |
| (4.4.1) Design of positive moment (for rib 1) | 39 |

| | |
|--|----|
| (4.4.2) Design of negative moment (for rib 1 ground) | 42 |
| (4.4.3) design of shear for T-section (for rib 2 ground) | 44 |
| (4.5) design of beam | 45 |
| (4.5.1) Span (1) positive moment | 46 |
| (4.5.2) Span (1) negative moment | 48 |
| (4.5.3) Design of shear (for beam) | 50 |
| (4.5.4) Design the spacing between stirrups | 51 |
| (4.6) Design of column | 53 |
| (4.6.1) Design of column without moment | 53 |
| (4.6.2) Design of column with moment | 55 |
| (4.7) Footing Design | 57 |
| (4.7.1) Design of square footing (F18) | 57 |
| (4.7.2) Determine depth based on shear strength | 58 |
| (4.7.3) Check this depth for two way shear action | 58 |
| (4.7.4) Check transfer of load at base of column | 60 |
| (4.7.5) Development Length (L_d) | 61 |
| (4.7.6) Design for Bending Moment | 61 |
| (4.7.7) Development Length (L_d) | 62 |
| (4.8) Design of combined footing (CF19) | 62 |
| (4.8.1) Determine Loads & Area of footing | 62 |
| (4.8.2) Determine depth based one way shear strength | 63 |
| (4.8.3) Check shear strength based on tow-way action | 65 |
| (4.8.4) Main longitudinal reinforcement at face of left column | 65 |
| (4.8.5) Development Length (L_d) | 66 |
| (4.8.6) Design or reinf. In the other direction (Y) | 67 |
| (4.8.7) Development Length (L_d) | 68 |
| (4.9) Design of strip footing | 69 |
| (4.9.1) Determine the footing width | 69 |
| (4.9.2) determine reinforcement for moment strength | 70 |
| (4.9.3) design of longitudinal bars | 70 |
| (4-10) Design of stairs | 71 |

| | |
|--|----|
| (4.10.1) Determination of Slab thickness | 71 |
| (4.10.2) Design of Bending | 72 |
| (4.10.3) Development Length (L_d) | 74 |
| (4.10.4) Design of shear | 74 |
| (4.10.5) Design of landing | 75 |
| (4.10.6) Design of shear | 77 |
| (4.11) Shear wall Design | 78 |
| (4.11.1) General definitions | 78 |
| (4.11.2) Calculation of loads | 80 |
| (4.11.3) Calculation of shear force on shear walls | 81 |
| (4.11.4) Main stairs shears wall design | 83 |

الفصل الخامس.

الإستنتاجات و التوصيات

الصفحة

68

87

(1-5) النتائج

(2-5) التوصيات

فهرس الجداول

| رقم الصفحة | الجدول |
|------------|---|
| 20 | جدول (1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة |
| 21 | جدول (2) يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى |
| 23 | جدول (3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر |

فهرس الأشكال والرسومات

| رقم الصفحة | اسم الشكل |
|------------|---|
| 5 | الشكل (أ) يبين مراحل القيام المشروع |
| 6 | الشكل (ب) يبين الجدول الزمني للمشروع |
| 8 | الشكل (1) موقع المشروع |
| 9 | الشكل (2) الموقع العام |
| 10 | الشكل (3) الطابق الارضي |
| 11 | الشكل (4) الطابق الاول |
| 12 | الشكل (5) الطابق الثاني |
| 13 | الشكل (6) الطابق الثالث |
| 14 | الشكل (7) الواجهة الجنوبية (الرئيسية) |
| 15 | الشكل (8) الواجهة الشمالية |
| 15 | الشكل (9) الواجهة الشرقية |
| 16 | الشكل (10) الواجهة الغربية |
| 17 | الشكل (11) الحركة الدورانية في الموقع العام |

| | |
|----|---|
| 24 | الشكل (12) شكل عقدة الأعصاب |
| 25 | الشكل (13) شكل الدرج |
| 26 | الشكل (14) شكل جسر الخرسانة |
| 26 | الشكل (15) مقاطع الأعمدة |
| 27 | الشكل (16) مقطع جدار المقاومة لقوى القص |
| 28 | الشكل (17) شكل أساس منفرد |

List of Figures

| Description | page |
|--|-----------|
| Figure (18): section in one way ribbed slab | 35 |
| Figure (19): section in two way ribbed slab | 36 |
| Figure (20): distribution reinforcement of top slab | 37 |
| Figure (21): rib and beam distribution | 39 |
| Figure (22): rib selection | 39 |
| Figure (23): spans of rib | 40 |
| Figure (24): moment diagram for rib | 40 |
| Figure (25): shear diagram for rib | 40 |
| Figure (26): rib section | 42 |
| Figure (27): beam selection | 45 |
| Figure (28): beam loads | 45 |
| Figure (29): beam spans | 46 |
| Figure (30): moment diagram for beam | 46 |
| Figure (31): shear diagram for beam | 46 |
| Figure (32): beam section | 47 |
| Figure (33): stirrups distribution in beams | 50 |

| | |
|--|-----------|
| Figure (34): column section | 54 |
| Figure (35): column ties | 54 |
| Figure (36): column section | 56 |
| Figure (37): column ties | 56 |
| Figure (38): two way shear area | 60 |
| Figure (39): isolated footing | 61 |
| Figure (40): isolated footing section | 61 |
| Figure (41): combined footing | 63 |
| Figure (42): combined footing one way shear area | 64 |
| Figure (43): shear diagram of combined footing (in X-direction) | 65 |
| Figure (44): moment diagram of combined footing (in X-dir.) | 66 |
| Figure (45): shear diagram for combined footing (in Y-dir.) | 67 |
| Figure (46): moment diagram of combined footing (in Y-dir.) | 67 |
| Figure (47): combined footing | 68 |
| Figure (48): combined footing section | 68 |
| Figure (49): strip footing section | 70 |
| Figure (50): side view of stair | 71 |
| Figure (51): moment diagram of stair | 72 |
| Figure (52): shear diagram of stair | 74 |
| Figure (53): moment diagram of stair landing | 75 |
| Figure (54): shear diagram of stair landing | 77 |
| Figure (55): main stair shear wall | 81 |
| Figure (56): moment and shear diagrams for shear wall | 83 |

List of Abbreviations:

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b_w** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroids of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **F_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **L_n** = 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.
- **L_d** = development length.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **P_n** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V_n** = nominal shear stress.
- **V_s** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.

الفصل الأول

المقدمة

(1-1) نظرة عامة.

(1-2) أسباب اختيار المشروع.

(1-3) الهدف من إجراء المشروع.

(1-4) خطوات المشروع.

(1-5) محتويات المشروع.

الفصل الأول

1- المقدمة

(1-1) نظرة عامة:

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

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق، وقد تم الحصول على التصميم المعماري لهذا المشروع من طلاب الهندسة المعمارية في جامعة بيرزيت حيث تم تصميمه كمشروع تخرج، والطلبة هم: أريج تيم، هبة دوفش، كرم البربراي .

(1-2) أسباب اختيار المشروع:

- الرغبة في أن يكون مشروع التخرج عبارة عن مشروع إنشائي، يتعلق في التصميم الإنشائي.
- إكتساب المهارة اللازمة للقيام بعملية التصميم الإنشائي، ويشمل ذلك جميع متطلبات التصميم الإنشائي، من تحديد للعناصر الإنشائية، وتحديد الأحمال المختلفة التي يتعرض لها المبنى، ثم القيام بعملية التحليل والتصميم الإنشائي لهذه العناصر.

(1-3) الهدف من إجراء المشروع:

- يكمن الهدف الأساسي من إجراء هذا المشروع، في إجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق، وذلك من أجل إكتساب وإتقان مهارة التصميم الإنشائي بشكل عام، وذلك عن طريق القيام بعملية التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية في هذا المبنى المذكور، ويشمل ذلك جميع متطلبات التصميم، من تحديد للأحمال، ثم إجراء تحليل وتصميم لجميع هذه العناصر الإنشائية المختلفة.
- القيام بإعداد المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة للمبنى المذكور.

(1-4) خطوات المشروع:

1. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى، مع إجراء كافة التعديلات المعمارية عليها، وإكمال النقص الموجود فيها.
2. دراسة تحليلية إنشائية لهذا المنشأ، تتضمن تحديد النظام الإنشائي، وتحديد الأحمال، واختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع من عقدات وجسور وأعمدة وجدران وأساسات.
3. التحليل الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية في المبنى المذكور.
4. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
5. إنجاز جميع المخططات الإنشائية التنفيذية اللازمة لكل عناصر المشروع بشكل كامل وقابل للتنفيذ.

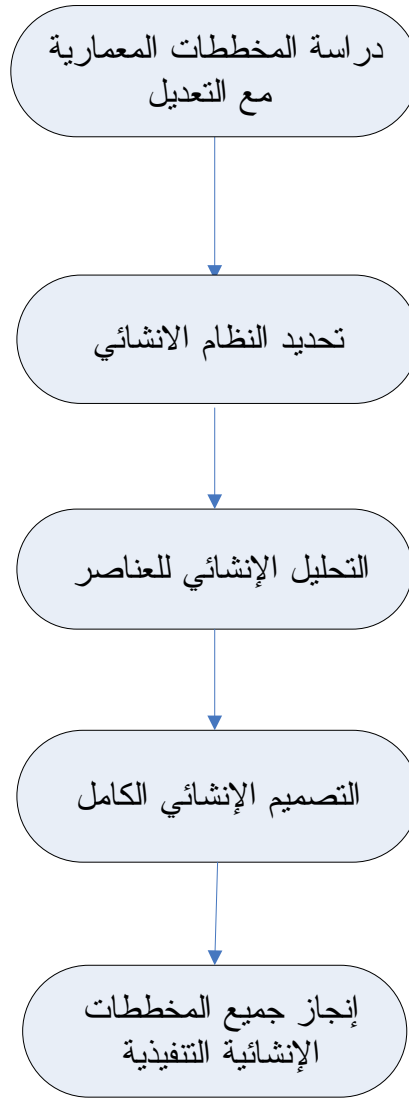
(1-5) محتويات المشروع:

بعد القيام بأي دراسة، أو أي مشروع تكون هناك خطوات محددة لتحقيق الأهداف المطلوبة من هذه الدراسة، لذلك فقد تم ترتيب هذا المشروع على شكل خطوات منسقة ومرتبطة لتحقيق الأهداف المطلوبة من إجراء هذه الدراسة، حيث يحتوي المشروع على

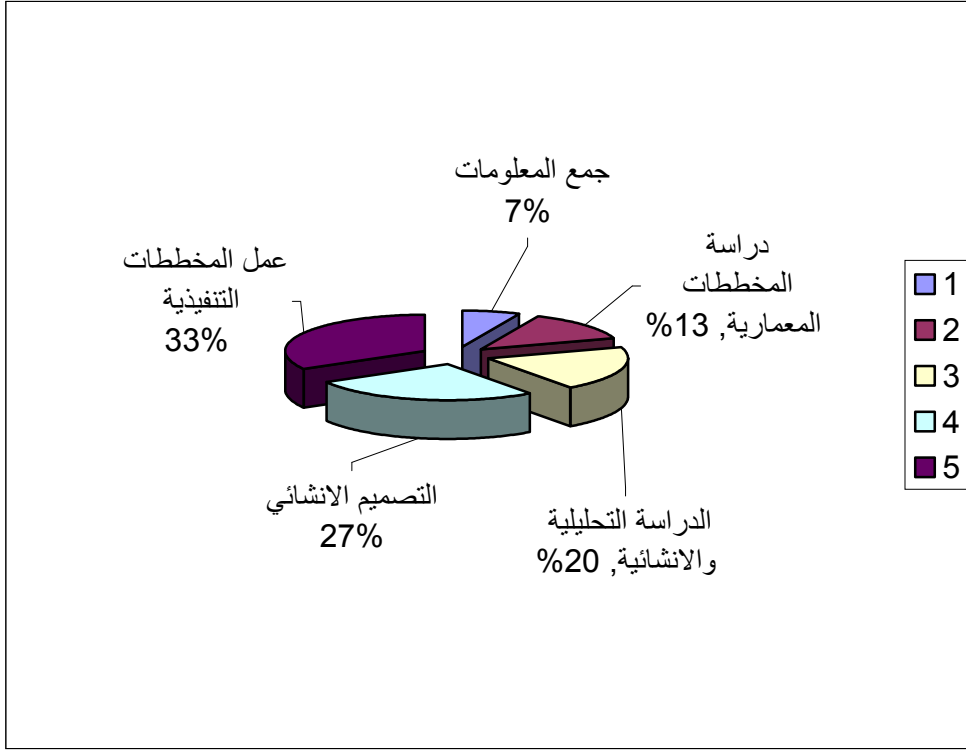
الفصول التالية:

- 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 النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.

شكل يبين مراحل القيام المشروع



شكل رقم (أ) يبين مراحل القيام المشروع



الشكل(ب): يبين الجدول الزمني للمشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة

(2-2) موقع المشروع

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع

(2-4) الموقع العام

(2-5) وصف الطوابق

(2-6) الواجهات

(2-7) الحركة

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة:

كانت فكرة تصميم مدينة رام الله الطبية في منطقة سرده، لما تتمتع به هذه المنطقة من هدوء وموقع متوسط بالنسبة للمحافظات المجاورة، والصفة الغربية بشكل عام، وذلك نتيجة حاجة الضفة الغربية الى مثل هذا المشروع، لتوفير الاحتياجات الصحية للمواطنين وتسهيلها، دون الحاجة الى السفر الى خارج البلاد وما الى ذلك.

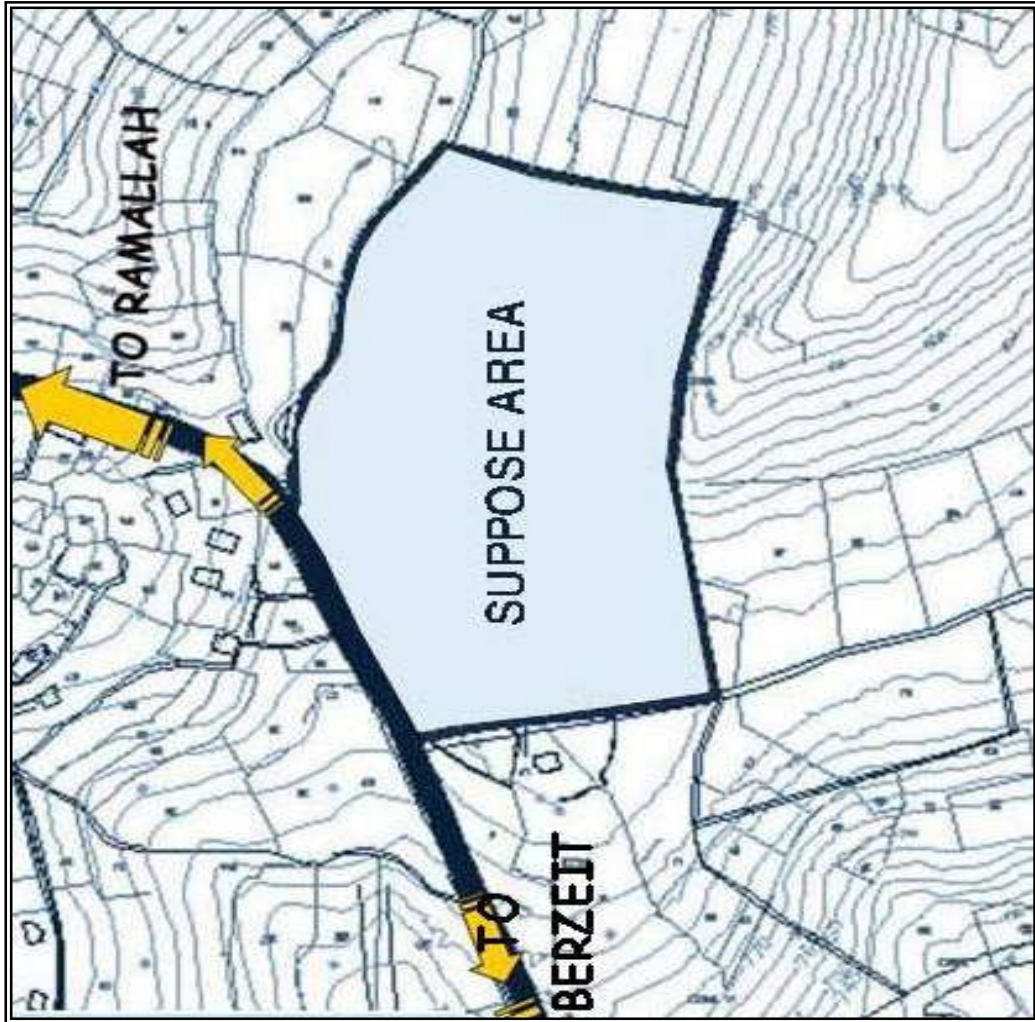
(2-2) موقع المشروع :

يقع المشروع المراد تصميمه إنشائياً على قطعة ارض تبلغ مساحتها 170000 م² ، في منطقة سرده، على الشارع العام الواصل بين مدينتي رام الله وبيرزيت ، وبالتالي فان المواصلات والاتصالات متوفرة بسهولة في هذه المنطقة ، وكان هذا واحد من اسباب اختيار هذه المنطقة للتصميم بالاضافة الى حيوية المنطقة والمتطلبات الاخرى اللازمة لاختيار موقع صحي ومناسب، كما هو موضح في الشكل (1) والشكل (2).

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

تأتي أهمية اختيار الموقع تبعا للأسباب التالية:

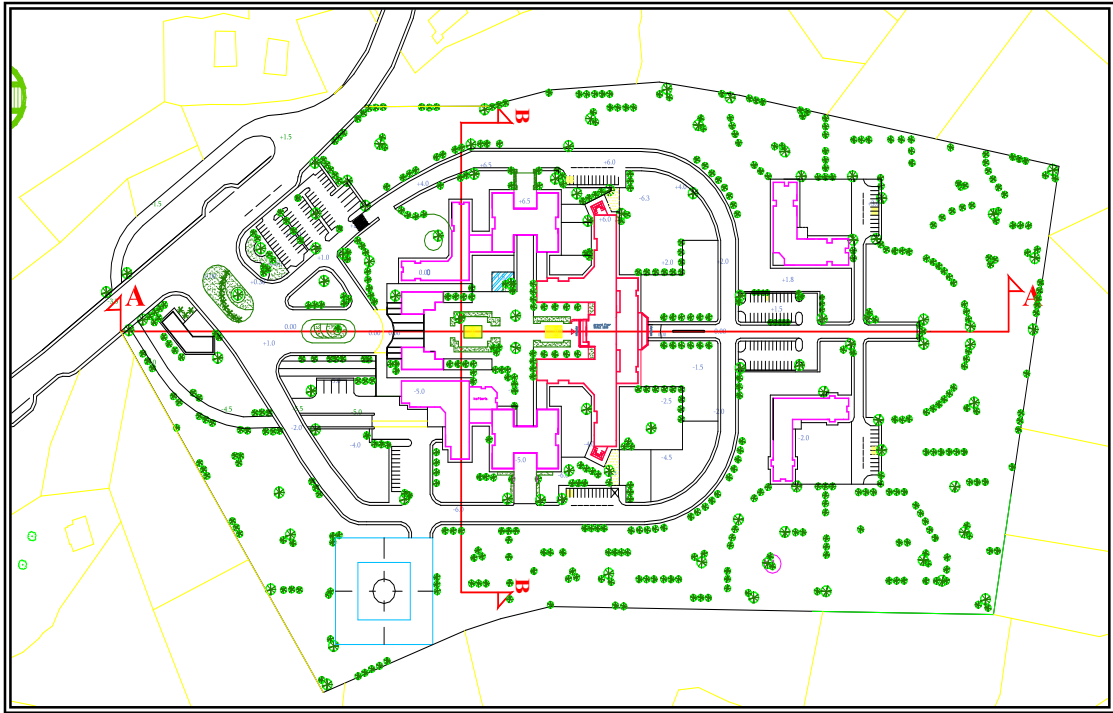
1. حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع .
2. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3. حيوية المنطقة وملائمتها من ناحية صحية.
4. سهولة الوصول إلى الموقع .



الشكل(1): موقع المشروع

(2-4) الموقع العام:

من الملاحظ من الشكل الخاص بالموقع العام توفر مساحات كافية من المساحات الخضراء، والمساحات التي يتوقع استغلالها مستقبلا للتوسع الافقي، بالاضافة الى مواقف السيارات، اما بالنسبة للحركة في الموقع العام، فقد تم مراعاة الحركة الدورانية خارج المبنى كما هو ملاحظ، حيث صممت على اساس الوصول السريع والسهل لسيارات الاسعاف الى مبنى الطوارئ، دون ان يحدث تقاطع بين هذه السيارات والسيارات الخاصة او سيارات الاسعاف الاخرى، ويلاحظ توفر مهبط خاص للطائرات العمودية.



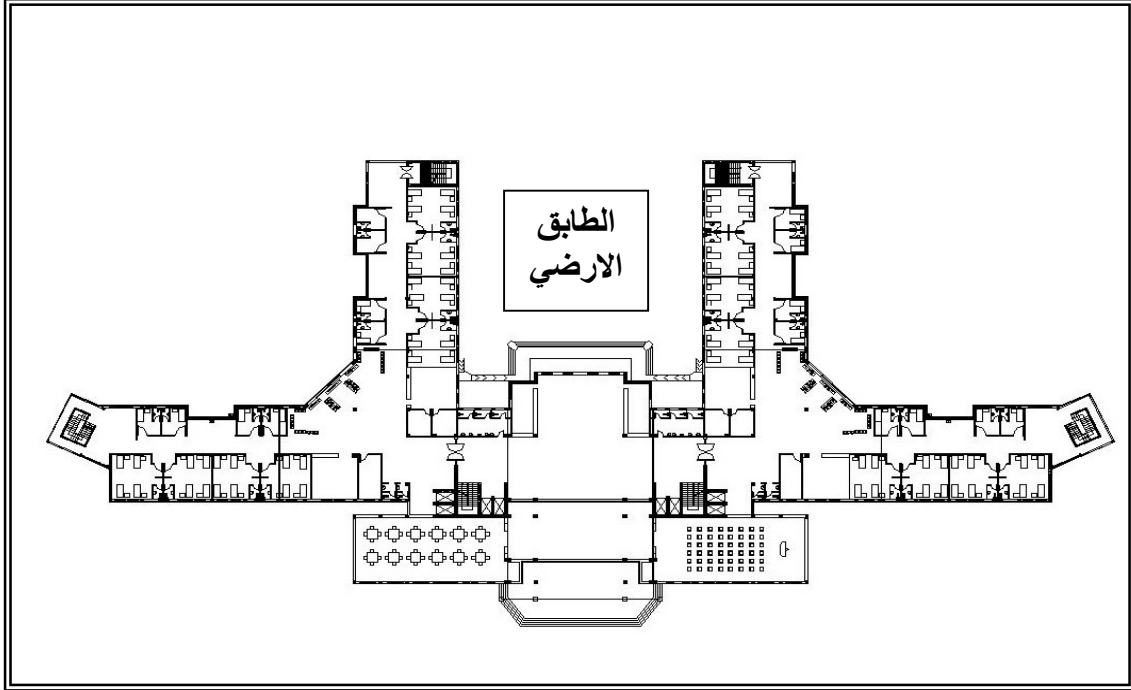
الشكل (2): الموقع العام

(2-5) وصف الطوابق:

1- الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة هذا الطابق 4190 م² تقريبا ، حيث يلاحظ من خلال هذا المخطط وجود تماثل حول المحور العمودي للمبنى ، وتم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب، حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة لوظيفة الاستقبال و الانتظار و موزع للاقسام والاجنحة الاخرى للطابق، ومن الفعاليات الموجودة في هذا الطابق : غرف المرضى ، مساحات الانتظار، مراحيض عامة ، استعلامات ، قاعة متعددة الاغراض ، مطعم ، غرف مرضى خاصة ، مكاتب للأطباء.

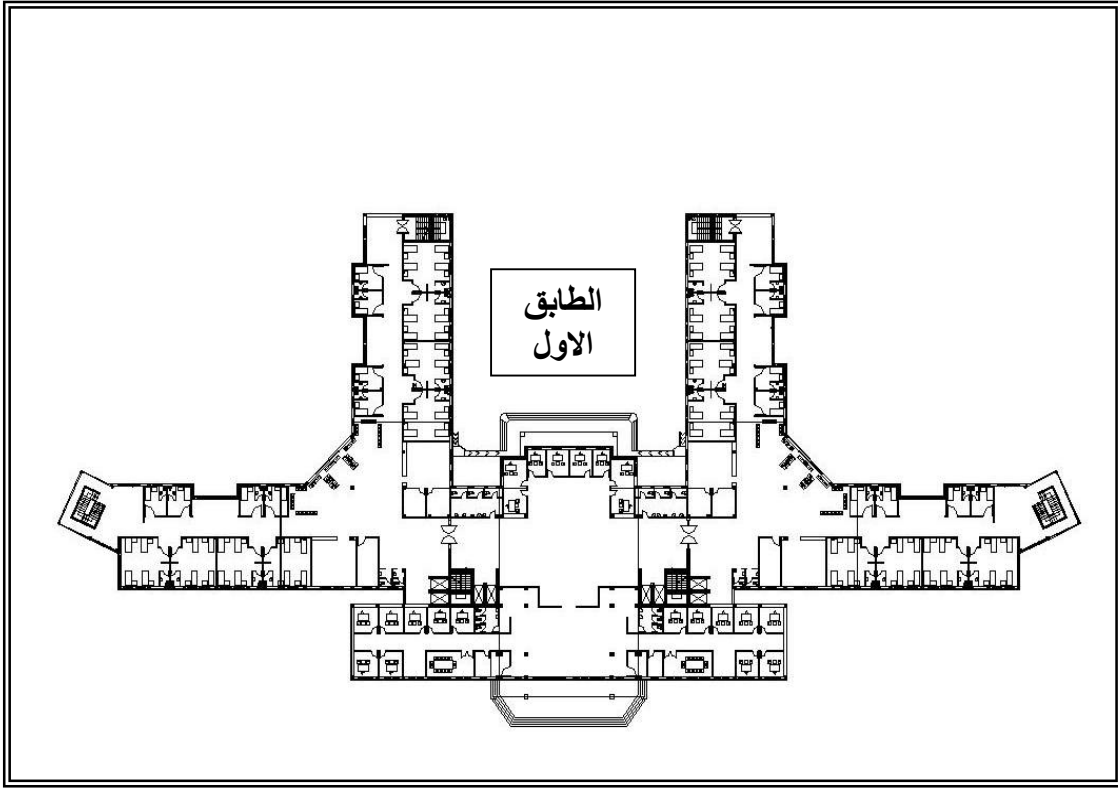
تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الاخرى، بالاضافة الى وجود التماثل في جميع الطوابق.



الشكل (3): الطابق الأرضي

2- الطابق الأول:

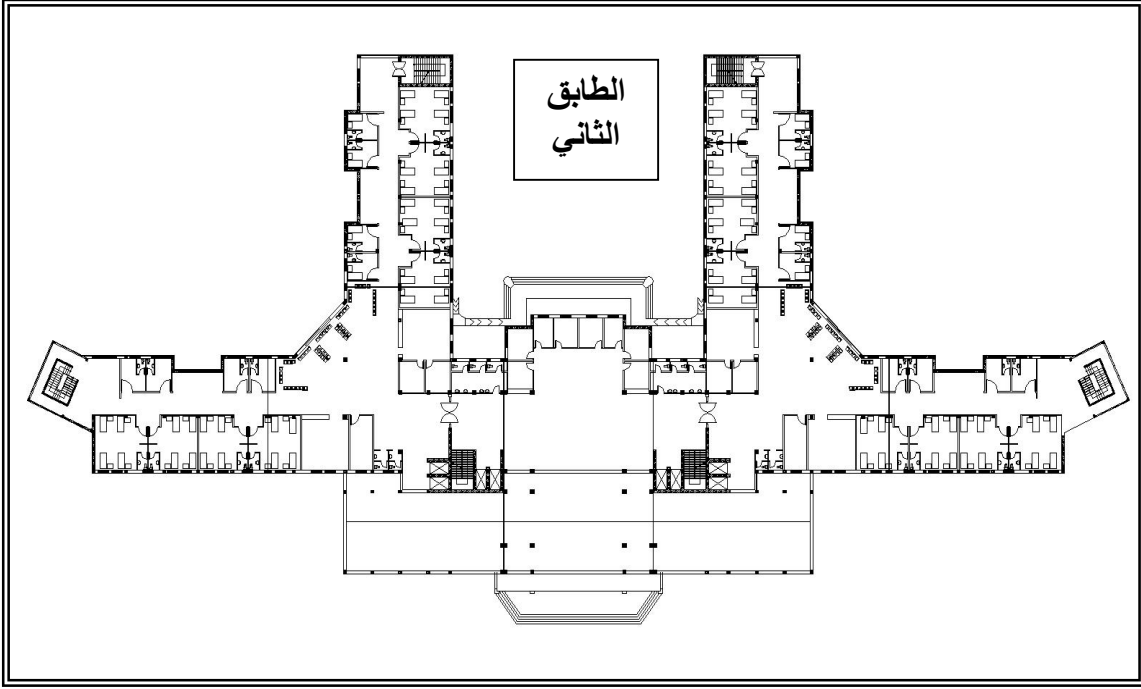
تبلغ مساحة هذا الطابق 4230 م² تقريبا، ويوجد في هذا الطابق ايضا تماثل حول المحور العمودي للمبنى كما في الطابق الارضي، حيث يقسم المبنى الى جزأين رئيسيين تحتوي على الفعاليات الموجودة في الطابق الارضي باستثناء المطعم والقاعة المتعددة الاغراض، حيث تم استغلال هذه المساحة في هذا الطابق كمساحات خاصة بالادارة والمحاسبة.



الشكل (4): الطابق الأول.

3- الطابق الثاني:

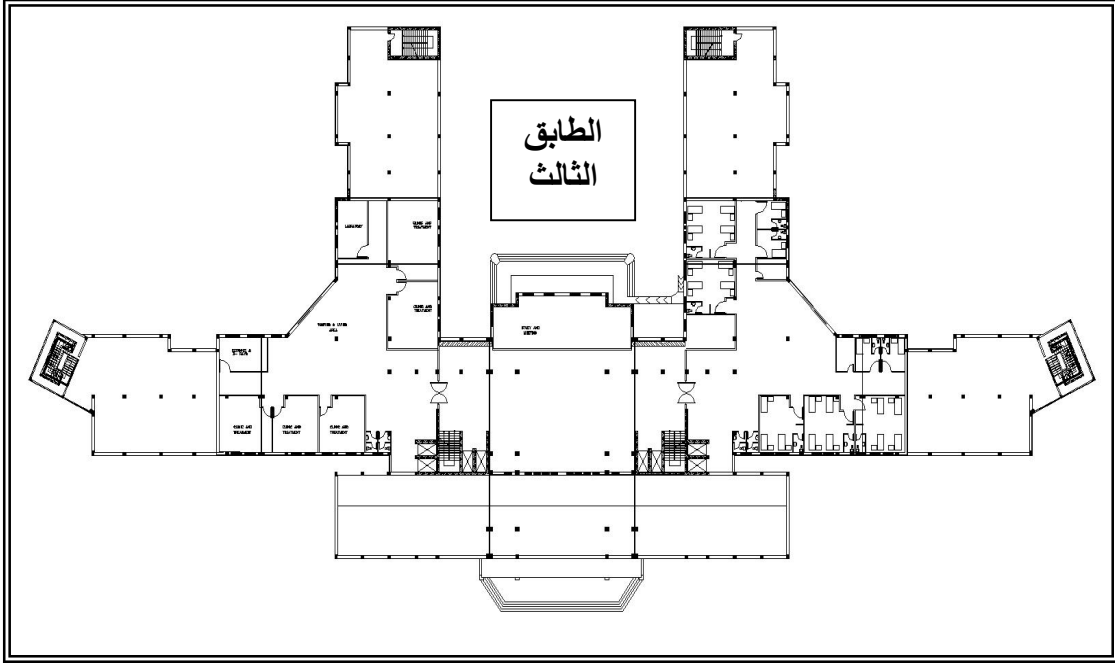
نلاحظ في هذا الطابق وجود تراجع في المبنى، نتيجة لذلك أصبحت المساحة لهذا الطابق 3480 م² تقريبا، نتيجة لهذا التراجع تم حذف بعض الفعاليات الموجودة في الطوابق السابقة.



الشكل (5): الطابق الثاني.

4- الطابق الثالث:

تراجع اخر تكرر في هذا الطابق ، حيث وصلت مساحته 2230م² تقريبا، ويوجد في هذا الطابق قسمين، احدهما يستخدم كمختبرات وعيادات طبية تابعة لمركز السرطان الرئيسي، والقسم الاخر غرف خاصة للمرضى.

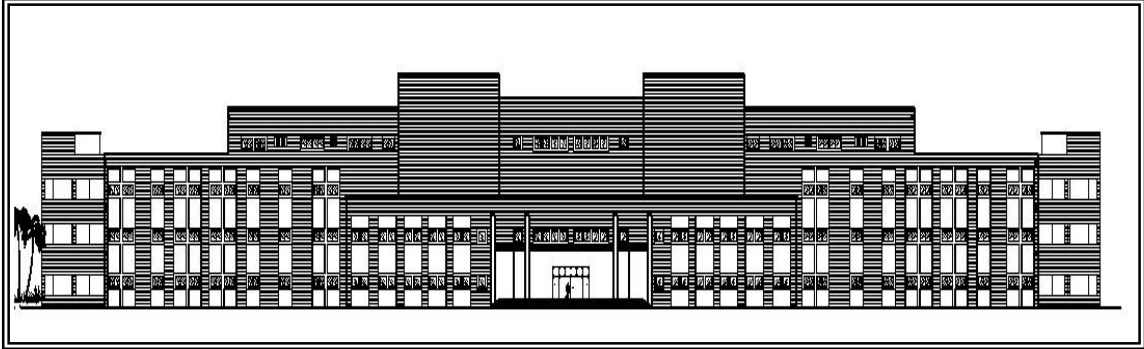


الشكل (6): الطابق الثالث.

2-6) الواجهات:

1- الواجهة الجنوبية (الرئيسية):

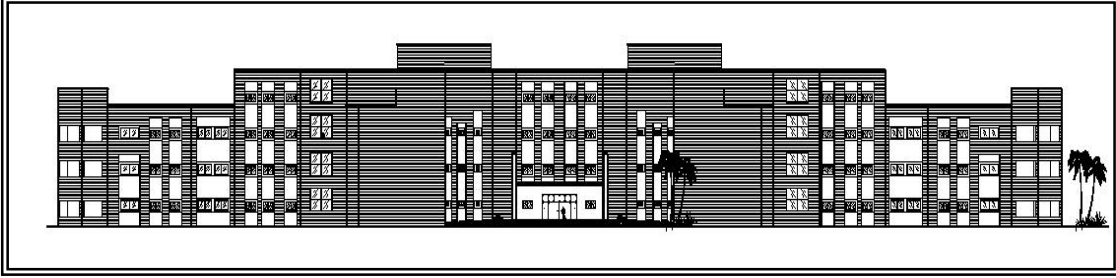
تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب، بسبب وجود التراجع في الطوابق المختلفة للمبنى، مما أضفى عليها جمالاً ملحوظاً، ووجود الأعمدة المعمارية على المدخل الرئيسي، جعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة واعطائها نوعاً من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى. تتكون الواجهة من نوع واحد من الحجر (حجر المنشار) بالإضافة الى بعض الكتل الخرسانية كإطار مشترك للشبابيك والفتحات للتعبير عن تكرار الفعاليات وتشابهها في الطوابق، ومن الجدير ذكره ان المبنى في هذه الواجهة يظهر بشكل طولي على العكس في الواجهة الغربية والشرقية.



الشكل (7): الواجهة الجنوبية (الرئيسية).

2- الواجهة الشمالية:

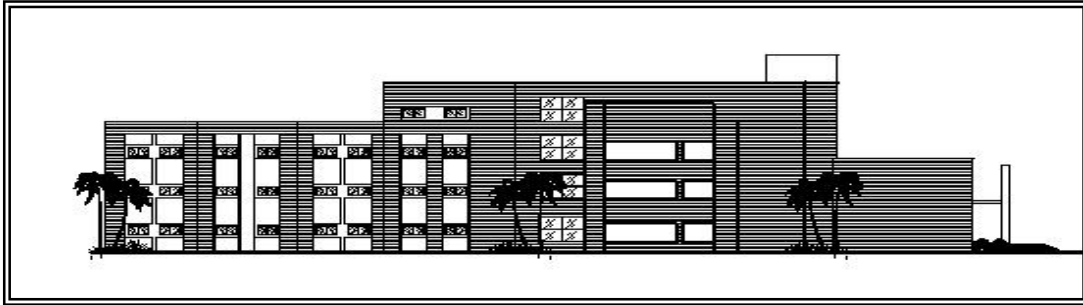
يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للطوارئ ، وهذه الواجهة مشابهة للواجهة الجنوبية الرئيسية، من حيث ترتيب الشبائيك والفتحات ونوع الحجر المستخدم.



الشكل (8): الواجهة الشمالية.

3- الواجهة الشرقية:

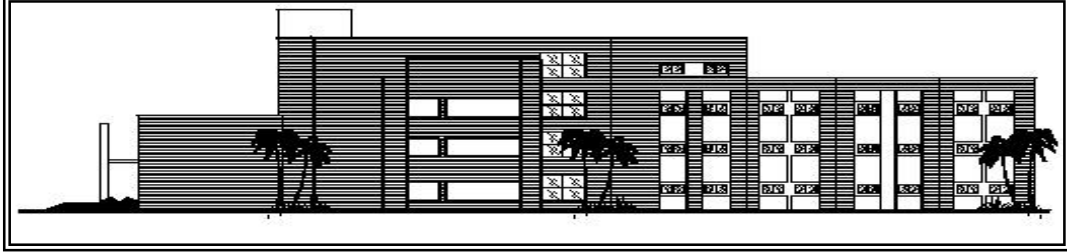
في هذه الواجهة يظهر تراجع المبنى بشكل واضح ، واستخدم هنا ايضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الاخرى، كما تم ترتيب الفتحات والشبائيك بطريقة مشابهة للواجهات السابقة لتلبية الاهداف والحاجات السابقة التي تم ذكرها.



الشكل (9): الواجهة الشرقية.

4- الواجهة الغربية:

هذه الواجهة مشابهة تماما للواجهة الشرقية، بسبب وجود التماثل في المبنى.

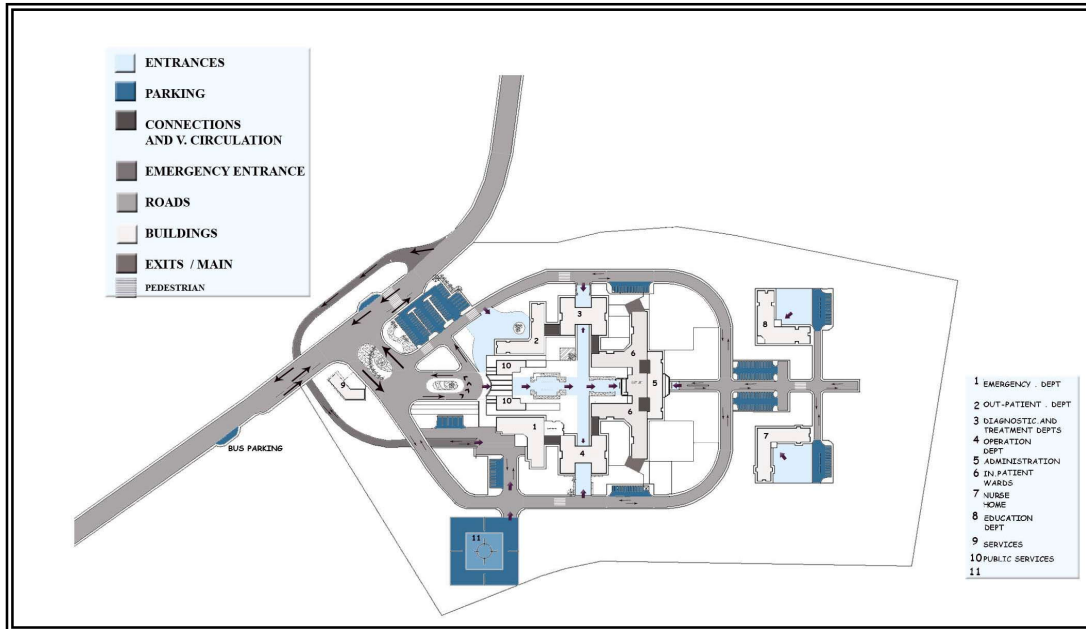


الشكل (10): الواجهة الغربية.

2-7) الحركة:

1- الحركة خارج المستشفى الرئيسي:

هي حركة سيارات الاسعاف بالاضافة الى السيارات الخاصة ، وهذه الحركة هي حركة دورانية صممت على اساس تجنب اي تقاطع قد يحدث بين السيارات، وذلك بالاعتماد على تصميم طريق باتجاه واحد، حيث لا تضطر اي سيارة تدخل الموقع الى الرجوع من نفس الطريق كما هو موضح في الشكل التالي.



الشكل(11): الحركة الدورانية في الموقع العام.

2- الحركة داخل المستشفى الرئيسي:

هي عبارة عن الحركة الأفقية التي تتم من خلال ساحة تتفرع منها ممرات داخل المستشفى، وتتوزع الى الاقسام والاجنحة المختلفة .
أما الحركة العمودية تنقسم الى نوعين من الحركة، الاولى هي حركة الاطباء والممرضات والعاملين في المستشفى، وتتم من خلال الادراج والمصاعد الخاصة.
اما الحركة الثانية فهي حركة المرضى والزوار، وتتم من خلال الادراج والمصاعد الخاصة بهم، دون ان يستخدموا المصاعد والادراج الخاصة بالاطباء والعاملين، ويمكن ملاحظة ذلك من خلال الاطلاع على المساقط المعمارية للمبنى.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

(3-1) مقدمة.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الأحمال.

(3-4) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(3-5) البرامج المستخدمة.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

(3-1) المقدمة:

التصميم الإنشائي للمشروع، يتطلب تحديد واختيار العناصر الإنشائية المختلفة، وتحليل وتصميم هذه العناصر، للحصول على مبنى آمن قابل للاستخدام.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر إنشائياً، بشكل آمن باستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة، لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترايط، والحصول على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه.

عملية التصميم الإنشائي للعناصر، تمت باستخدام الكود الأردني للأحمال الحية، أما في تحديد احمال الزلازل فقد تم استخدام (U.B.C)، واستخدام الكود الأمريكي في تصميم العناصر الخرسانية، عملية التحليل والتصميم تمت باستخدام برامج مختلفة.

(3-3) الأحمال:

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، يتم تحديدها عليها بشكل دقيق، باستخدام الكودات المختلفة.

(3-3-1) الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع، ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض ابعاد العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة.

| NO. | Material | Quality Density (KN/m ³) |
|-----|-----------------|---|
| 1 | Tiles | 22 |
| 2 | Sand | 16 |
| 3 | Reinforced con. | 25 |
| 4 | Block | 9 |
| 5 | Plaster | 22 |
| 6 | Mortar | 22 |

والجدول رقم (1) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة¹:

¹ _ داود جبجي , حسن عكور , كودة الأحمال والقوى الأردنية , الطبعة الأولى , 1990 م .

(3-3-2) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، الأثاث والأجهزة والمعدات، و تحدد قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى.

| NO. | Type of area | Live load (KN/m ²) |
|-----|---------------|--------------------------------|
| 1 | Stairs | 2.00 |
| 2 | Corridor | 2.50 |
| 3 | Patient rooms | 4.00 |
| 4 | Storage | 4.00 |

الجدول (2) التالي يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى⁽²⁾.

² _ داود جبجي , حسن عكور , كودة الأحمال والقوى الأردنية , الطبعة الأولى , 1990 م .

(3-3-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.

(3-3-4) أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن، وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتماداً على سرعة الرياح القصوى بقيمة (0.4 kN/m²) اعتماداً على الكود الأردني.

(3-3-5) أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل Roof.

| أحمال الثلوج (kN /m ²) | علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر) |
|---------------------------------------|---|
| 0 | 250>h |
| (h-250) /1000 | 500 > h > 250 |
| (h-400) / 400 | 1500 > h > 500 |
| (h – 812.5)/ 250 | 2500 > h > 1500 |

الجدول رقم (3) التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر:

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر

و الذي يساوي (950م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

$$\begin{aligned}SL &= (h-400) / 400 \\ &= (950 - 400)/ 400 \\ &= 1.38 \text{ kN /m}^2\end{aligned}$$

(3-3-6) أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (دينامكية) تؤثر على المنشأ، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين، وذلك لأن هذه المنطقة تصنف على أنها نشطة زلزالياً حسب: Uniform Building Code (U.B.C)

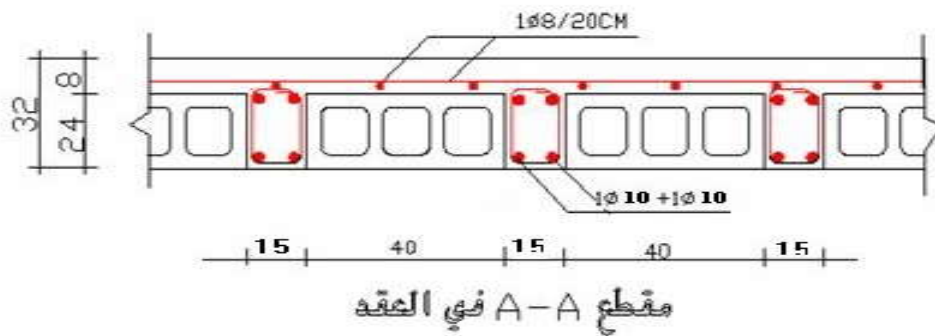
(3-4) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

(3-4-1) العقدات:

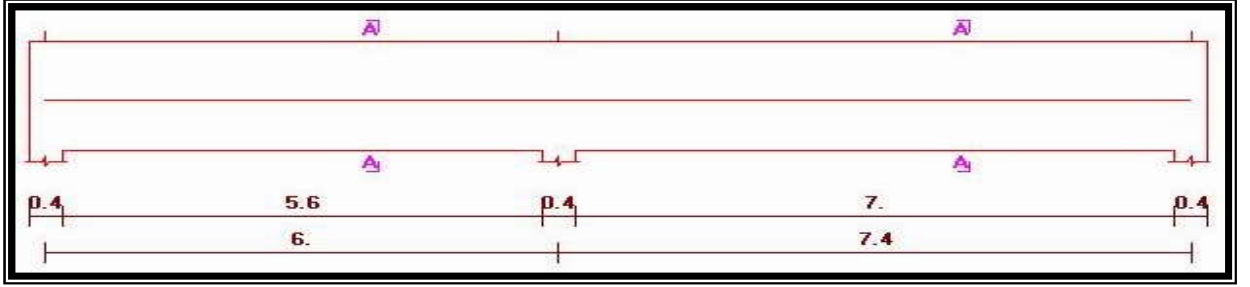
في هذا المشروع نوعين من العقدات كلاً في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع:

(1) عقدات عصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

(2) عقدات عصب في كلا الاتجاهين (Two way ribbed slab).



شكل (12) يبين شكل عقدة الأعصاب.

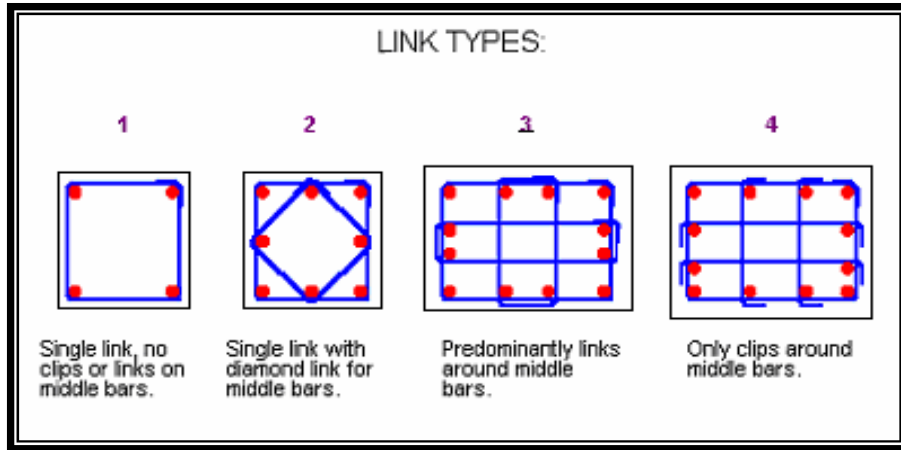


شكل رقم(14) يبين شكل الجسر الخرساني.

(3-4-4) الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من والجسور والعقدات إلى

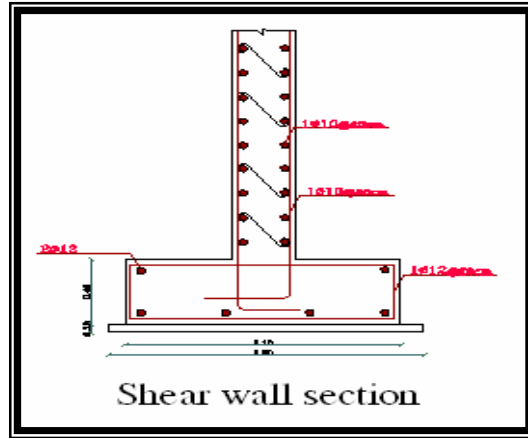
الأساسات. و تم اختيار مقطع مستطيل لجميع الأعمدة الخرسانية.



شكل رقم(15) يبين مقاطع الاعمدة.

(3-4-5) جدران القص:

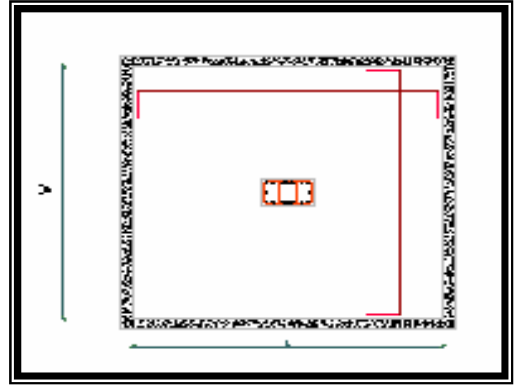
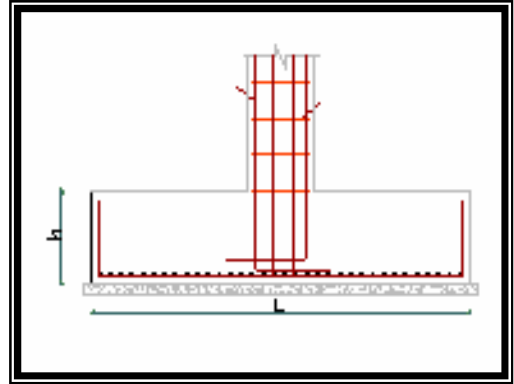
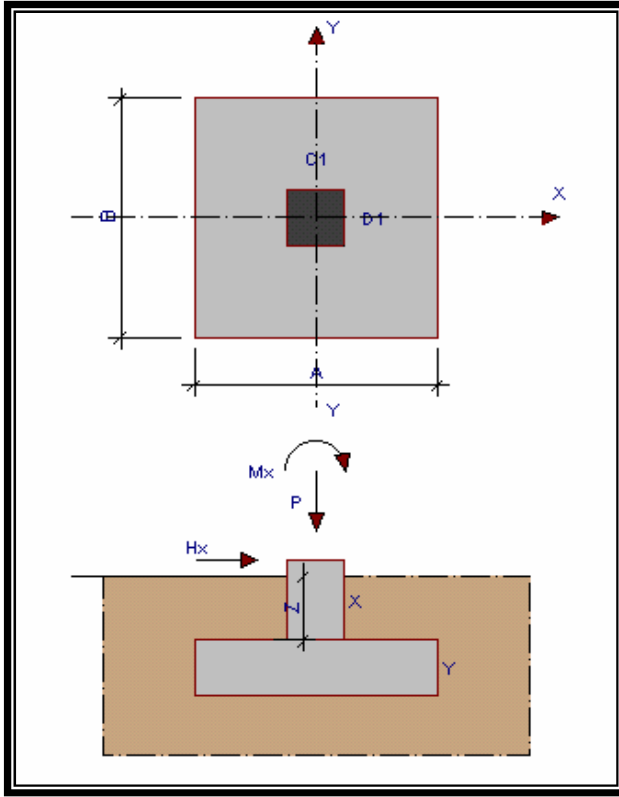
يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس إلى الطوابق العلوية، لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الرياح والزلازل، وتتمثل هذه الجدران في بيت الدرج والمصاعد.



شكل رقم (16) يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص.

(3-4-6) الأساسات:

هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة (4.0) كغم/سم² لمنطقة المشروع ، والأساسات عدة أنواع مختلفة. وفي هذا المشروع تم استخدام الأساس المنفرد والاساس المزدوج والاساس المستمر .



شكل رقم (3-6) يبين شكل أساس منفرد.

(3-5) برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

- ♦ .Auto cad (2006)
- ♦ .Micro soft office XP
- ♦ .Atir soft ware
- ♦ .STAAD.Pro soft ware

﴿ Chapter Four ﴾

﴿ Design and Structural Analysis for Element ﴾

(4.1) Introductions

(4.2) Slabs thickness calculation

(4.3) Design of slabs

(4.4) Design of rib

(4.5) Design of beam

(4.6) Design of column

(4.7) Design of isolated footing

(4.8) Design of combined footing

(4.9) Design of strip footing

(4.10) Design of stairs

(4.11) Design of shear wall

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Element

4.1 Introduction:

Steel-reinforced concrete is used in almost at all concrete structures. Since concrete has poor tensile strength (it breaks easily when pulled apart), steel has to be added to structural members to accommodate the tensile forces. On the other hand, while steel is better at carrying tensile force, it has the tendency to buckle when compressed. Therefore, when the two materials are combined, one makes up for the deficiency of the other. When steel reinforcement in concrete helps carry loads, the combination is called reinforced concrete. A reinforced concrete structure takes many forms: beams, columns, walls, footings, slabs, etc.

In this chapter we will describe the structural analysis and design of all structural elements such as: slabs, ribs, beams, columns, footing, etc.

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the building code requirements for structural concrete _ (ACI 318-02) of the American Concrete Institute.

NOTE:

F_c = 30 MPa for circular section but for rectangular (F_c=0.80*30=24 MPa)

4.2 Slabs thickness calculation:

4.2.1 Thickness of one-way slab:

Min h for one-end continuous = $L/18.5$

$$= 450/18.5 = 24.3 \text{ cm}$$

Min h for both-end continuous = $L/21$

$$= 550/21 = 26.2 \text{ cm}$$

We selected $h = 32\text{cm}$.

Check the value of thickness from Israel code for rib slabs:

$$\begin{aligned} h &= 7 L \sqrt{f_{ser} / EC} \\ &= 7 * 5.5 \sqrt{(6.2 + 2.2) / 240000} \\ &= 23 \text{ cm} < 32 \text{ cm}. \end{aligned}$$

4.2.2 thickness of two-way slab:

$$\text{Min } h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad : \quad 0.2 < \alpha_m < 2$$

And h must not less than 12cm. (ACI- 9.5.3.3)

$$\text{Min } h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \quad : \quad 2 < \alpha_m$$

And h must not less than 9cm. (ACI- 9.5.3.3)

Assume minimum thickness of two-way ribbed slab is 32cm.

Beam (14):

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

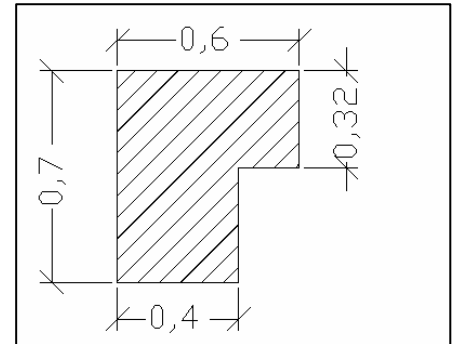
$$\bar{Y} = \frac{(0.2)(0.32)(0.16) + (0.4)(0.7)(0.35)}{(0.2)(0.32) + (0.4)(0.7)}$$

$$\bar{Y} = 0.32m = 32cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.6)(0.32)^3}{3} + \frac{(0.4)(0.38)^3}{3}$$

$$I_b = 0.014m^4$$



effective beam

Beam (20) + (29) :

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

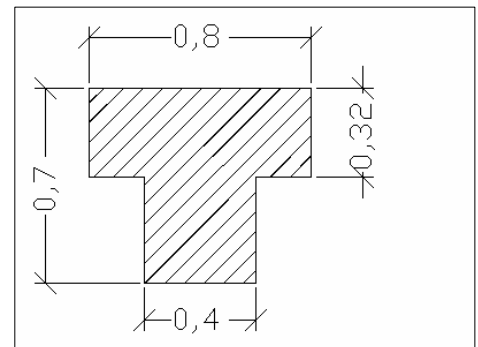
$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.32)(0.16) + (0.4)(0.7)(0.35)}{(2)(0.2)(0.32) + (0.4)(0.7)}$$

$$\bar{Y} = 0.29m = 29cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.8)(0.29)^3}{3} + \frac{(0.41)(0.40)^3}{3} + \frac{(2)(0.2)(0.03)^3}{3}$$

$$I_b = 0.015m^4$$



effective beam

Beam (24):

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

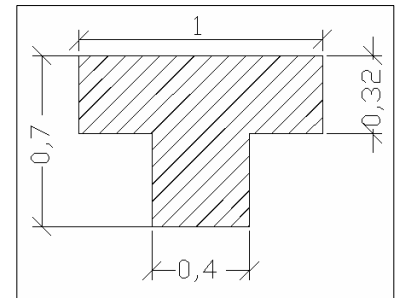
$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.3)(0.32)(0.16) + (0.4)(0.7)(0.35)}{(2)(0.3)(0.32) + (0.4)(0.7)}$$

$$\bar{Y} = 0.27m = 27cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(1)(0.27)^3}{3} + \frac{(0.43)(0.4)^3}{3} + \frac{(2)(0.3)(0.05)^3}{3}$$

$$I_b = 0.016m^4$$



effective beam

For slab:

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

$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.08)(0.04) + (0.15)(0.32)(0.16)}{(2)(0.2)(0.08) + (0.15)(0.32)}$$

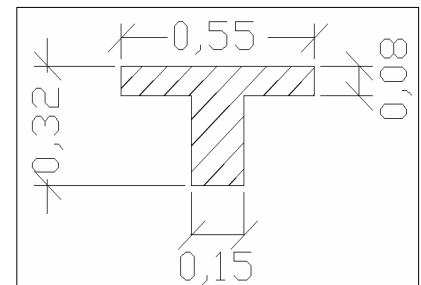
$$\bar{Y} = 0.112m = 11.2cm$$

$$I_s = \frac{(0.55)(0.112)^3}{3} - \frac{(0.55 - 0.15)(0.032)^3}{3} + \frac{(0.15)(0.208)^3}{3}$$

$$I_s = 7.04 \times 10^{-4} m^4 / b$$

$$I_s = \frac{7.04 \times 10^{-4}}{0.55} \times 7.34 = 93.95 \times 10^{-4} m^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s}$$



effective slab

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{140 * 10^{-4}}{93.95 * 10^{-4}} = 1.49$$

$$\alpha_2 = \alpha_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{150 * 10^{-4}}{93.95 * 10^{-4}} = 1.60$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{160 * 10^{-4}}{93.95 * 10^{-4}} = 1.70$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{1.49 + 1.6 + 1.6 + 1.7}{4} = 1.6$$

$$\alpha_m < 2 \Rightarrow 1.6 < 2$$

{ACI(9-13.....equ.)} Will be used :-

$$h_m = \frac{l_n (0.8 + F_y / 1500)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{13.54}{6.72} = 2.01$$

$$h_m = \frac{13.54(0.8 + 400/1500)}{36 + 5 * 2.01(1.6 - 0.2)} = 0.29m$$

$$h_m = 29cm$$

Use an overall depth of 32 cm (24 cm block) . \Rightarrow This is OK.

4.3 Design of slabs:

4.3.1 Calculate of dead load and live load for one way rib slab

1. Tiles = (0.55) (0.04) (22) = 0.484 kN/unit
2. Mortar = (0.55) (0.05) (22) = 0.605 kN/unit
3. sand = (0.55) (0.10) (16) = 0.88 kN/unit
4. top slab = (0.55) (0.08) (25) = 1.1 kN/unit
5. block = (0.4) (0.24) (9) = 0.864 kN/unit
6. rib = (0.15) (0.24) (25) = 0.9 kN/unit
7. plaster = (0.55) (0.03) (22) = 0.363 kN/unit
8. Partition = (1) (1) (0.55) = 0.55 kN/unit.
9. Total dead load for one way rib = 5.75 kN/unit.
10. Total dead load for one way rib = 10.45 kN/m².

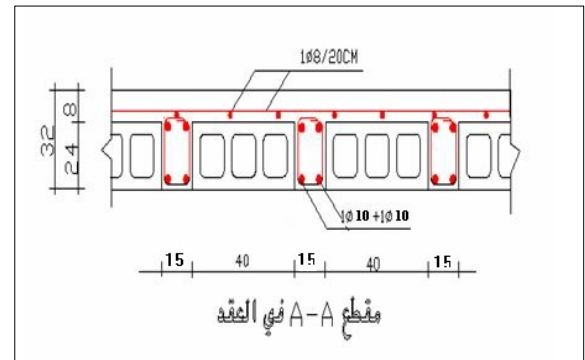


FIG (18)
Section in one-way ribbed slab

Factor load From ACI code the equation tell that:

$$DL = 1.2 (5.75) = 6.9 \text{ kN/unit rib.}$$

$$LL = 1.6 (2.2) = 3.52 \text{ KN/ m}^2.$$

Then:

| | | |
|--|------------------------------|--|
| | qu = 1.2 DL + 1.6 LL. | |
|--|------------------------------|--|

$$qu = 1.2 (5.75) + 1.6 (2.2) = 10.42 \text{ kN/unit rib. For meter square}$$

$$qu = 1.2 (10.45) + 1.6 (4.0) = 18.94 \text{ kN/m}^2.$$

4.3.2 Two way rib slab:

1. Tiles = (0.55) (0.55) (0.04) (22) = 0.266 kN/unit
2. Mortar = (0.55) (0.55) (0.05) (22) = 0.333 kN/unit
3. sand = (0.55) (0.55) (0.10) (16) = 0.484 kN/unit
4. top slab = (0.55) (0.08) (0.55) (25) = 0.605 kN/unit
5. block = (0.4) (0.4) (0.24) (9) = 0.346 kN/unit
6. rib = (0.15)(1.1) (0.24) (25) = 0.99 kN/unit
7. plaster = (0.55) (0.55) (0.03) (22) = 0.2 kN/unit
8. partition = (1) (0.55) (0.55) = 0.303 kN/unit

Total dead load for two way rib = 3.53 kN/unit.

Total dead load for two way rib = 11.67 kN/m².

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL = 1.2 (3.53) = 4.24 kN/unit rib.

LL = 1.6 (1.21) = 1.94 kN/unit rib.

From ACI code

$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$.

$q_u = 1.2 (3.53) + 1.6 (1.21) = 6.18 \text{ kN/unit rib}$.

$q_u = 1.2 (11.67) + 1.6 (4) = 20.4 \text{ kN/ m}^2$.

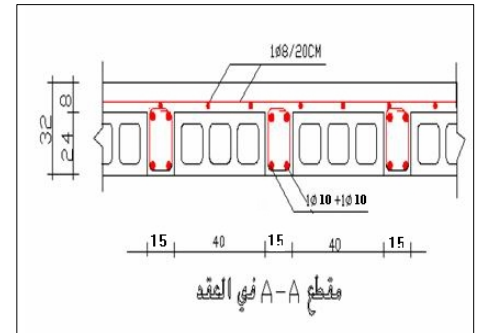
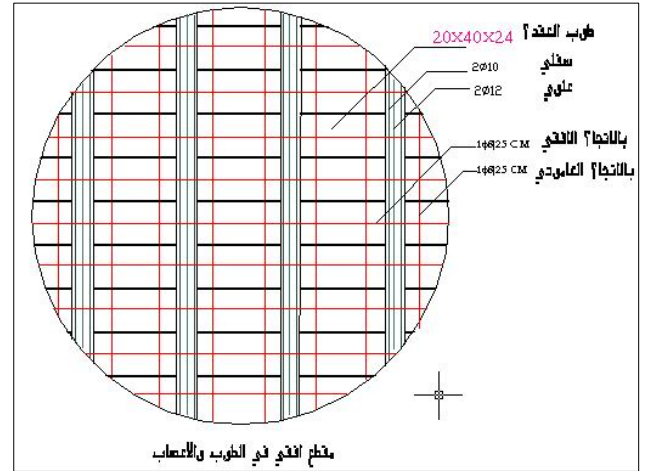


FIG (19)
Section in two-way ribbed slab

4.3.3 Design of top slab for one way:

$$\begin{aligned} \text{Dead load of rib} &= b * h * D \\ &= 0.15 * 0.24 * 25 \\ &= 0.9 \text{ kN/unit} \end{aligned}$$



$$DL = (\text{Total dead load of rib}) - (\text{dead load of one rib})$$

$$= \left(\frac{5.75}{0.55} - \frac{0.9}{0.55} \right) = 8.82 \text{ kN/m}^2$$

$$LL = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1.2 (DL) + 1.6 (LL)$$

$$= 1.2 (8.82) + 1.6 (4)$$

$$= 16.98 \text{ kN/m}^2$$

➔ For a one meter strip $q_u = 16.98 \text{ KN/ m}$

FIG (20)

Distribution reinforcement of top slab

4.3.4 Calculate of ultimate moment (one-way):

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{16.98 * (0.4)^2}{12} = 0.23 \text{ kN.m}$$

From the ACI code:

$$M_n = f_r * S$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * (8)^2}{6} = 1066.67 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0.42 \sqrt{f_c}$$

$$f_r = 0.42 \sqrt{24} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$M_n = 2.06 (1066.67 * 10^{-3}) = 2.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_n * (\text{Reduction factor})$$

$$= 2.2 * (0.55) = 1.21 \text{ kN.m} > 0.23$$

So the slab is plain concrete.

>>shrinkage and temperature reinforcement is required according to ACI – code:

According to ACI-code..... 7.12.2.1:

When $f_y < 420 \rightarrow \rho = 0.0018$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d$$

$$= 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Select 1 $\Phi 8 / 25 \text{ cm}$ (4 $\Phi 8 / 1 \text{ m}$) ----- $A_{s_{\text{provided}}} = 2.00 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m}$ in both directions.

4.3.5 Design of top slab for two way:

Dead load of rib = $b * h * D$

$$= (0.15) (1.1) (0.24) (25) = 0.99 \text{ kN/unit}$$

DL = (Total dead load of rib) – (dead load of one rib)

$$= \left(\frac{3.53}{0.55 * 0.55} - \frac{0.99}{0.55 * 0.55} \right) = 8.4 \text{ kN/m}^2$$

LL = 4 kN/m²

$$q_u = 1.2 (DL) + 1.6 (LL)$$

$$= 1.2 (8.4) + 1.6 (4)$$

$$= 16.48 \text{ kN/m}^2$$

\rightarrow For a one meter strip $q_u = 16.48 \text{ KN/ m}$

It is apparent that the topping slab in two –way action is even stronger than that for one-way ribbed slabs therefore:

>>shrinkage and temperature reinforcement is required according to ACI – code:

4.4 design of rib:

4.4.1 Design of positive moment (for rib 1):

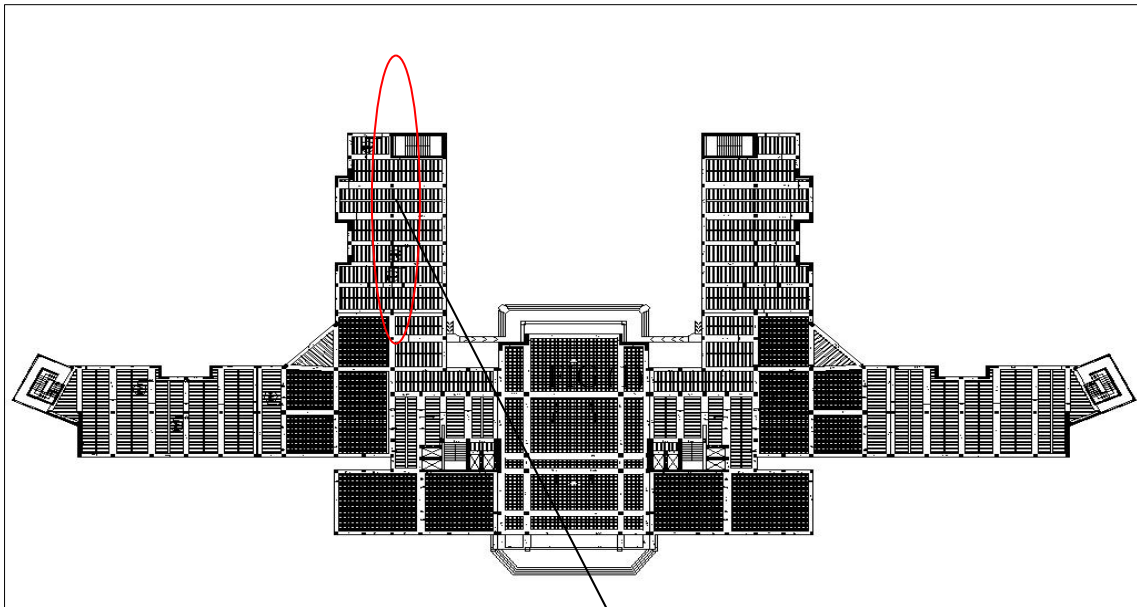


FIG (21)
Ribs and beams distribution

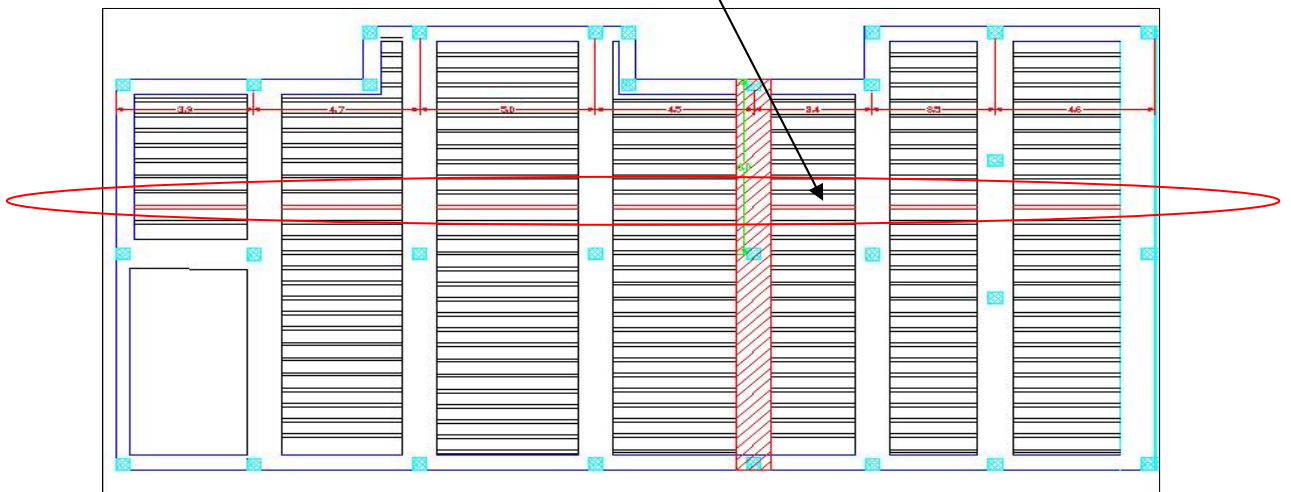


FIG (22)
Rib selection

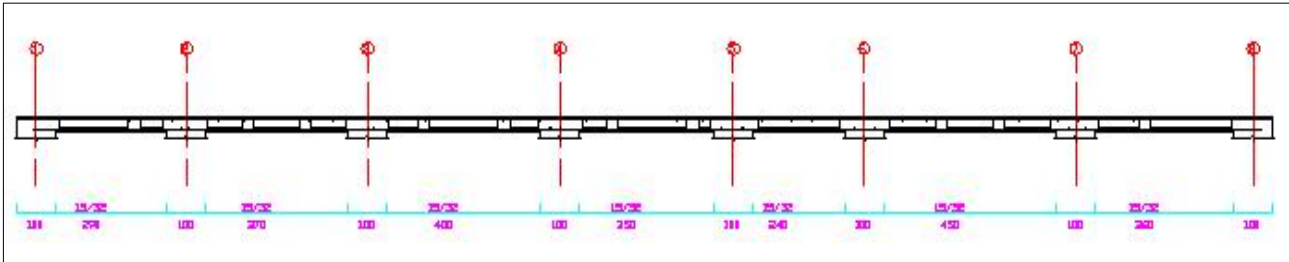


FIG (23)
Spans of rib

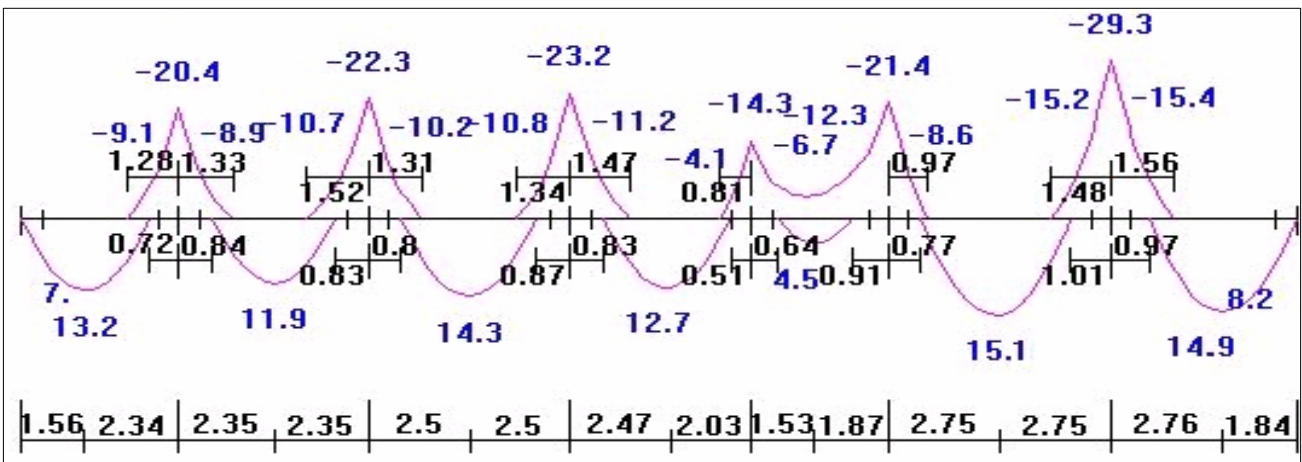


FIG (24)
Moment diagram for ribbed

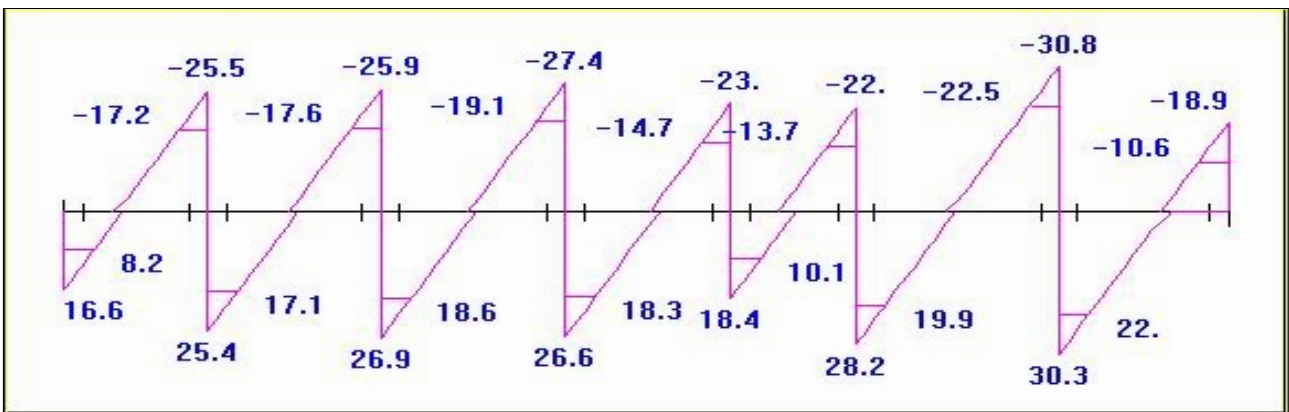


FIG (25)
Shear diagram for ribbed

In this rib the max. Clear Space of span = 4.6m.

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

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

$$b_E = L / 4 = 4.6 / 4 = 115 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C / C \text{ spacing} = 55 \text{ cm}$$

>> use M_u max. Positive for all spans = 17.8 kn.m

$$M_n = 15.1 / 0.9 = 16.78 \text{ kn.m} = 1.68 \text{ ton.m}$$

>> determine whether the rib will act as rectangular or T-section:

For $a = t = 8\text{cm}$

$$C = 0.85 f_c * t * b_E$$

$$= 0.85 (0.24) (8) (55) = 89.76 \text{ ton}$$

$$d = h - \text{cover} - \Phi/2 = 32 - 2 - 2/2 = 29 \text{ cm}$$

$$M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 89.76 (29 - 0.5 (8))/100 = 22.44 \text{ ton.m}$$

$$M_n \text{ available} = 22.44 \text{ ton.m} > M_n \text{ required} = 1.68 \text{ ton.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 55 \text{ cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(29) \geq \frac{1.4}{400} (15)(29)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.33 \geq 1.52 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.68 * 10^5}{55 * (29)^2} = 3.63 \text{ Kg/ cm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.363)}{400}} \right) = 0.0009$$

$$A_s = 0.0009 (55) (29) = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 1.52 \text{ cm}^2 \quad \text{ok.}$$

so select 2 Φ 10

$$A_{s_{\text{provided}}} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$2 * 78.5 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 0.55 * a$$

$$a = 0.0056 \text{ m} = 5.6 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.6}{0.85} = 6.6 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{290 - 6.6} = \frac{0.003}{6.6}$$

$$\gg \epsilon_s = 0.13 > 0.005$$

Ok

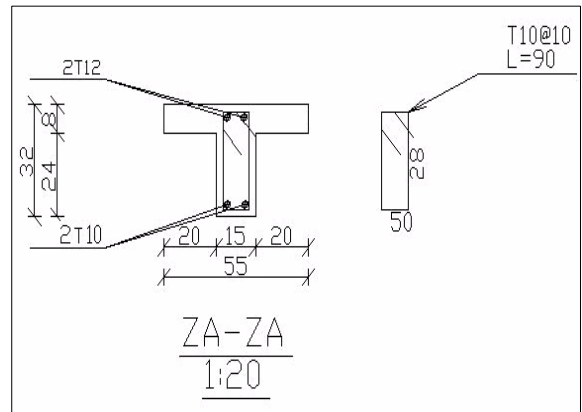


FIG (26)
Rib section

4.4.2 Design of negative moment (for rib 1 ground):

Maximum negative moment is $M_u = 15.4 \text{ kN.m}$

$$M_n = 15.4 / 0.9 = 17.1 \text{ kn.m} = 1.71 \text{ ton.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 32 - 2 - 2/2$$

$$= 29 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.71 * 10^5}{15 * (29)^2} = 13.56 \text{ Kg/ cm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.36)}{400}} \right) = 0.0035$$

$$As = 0.0035 (15) (29) = 1.52 \text{ cm}^2$$

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{\min} = \frac{1.4}{fy} (b_w)(d) \leq \frac{\sqrt{fc'}}{4 * fy} (b_w)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{1.4}{400} (15)(29) \leq \frac{\sqrt{24}}{4 * 400} (15)(29)$$

$$= 1.52 \leq 1.33$$

The larger is control. $As_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$

$$1.52 \text{ cm}^2 \geq As_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Select 2 Φ 12

As provided = 2.26 cm^2 .

$$2 * 113.1 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 0.55 * a$$

$$a = 0.0081 \text{ m} = 8.1 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.1}{0.85} = 9.53 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{290 - 9.53} = \frac{0.003}{9.53}$$

$$\gg \epsilon_s = 0.088 > 0.005$$

Ok

4.4.3 design of shear for T-section (for rib 2 ground):

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{22.5}{0.75} = 30KN$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.15 * 0.29 = 0.0355MN$$
$$= 35.5KN$$

$$\frac{V_u}{\phi} < V_c$$

$$30 < 33.5$$

>>>No shear reinforcement is necessary.

Use 1Φ8/30cm

4.5 design of beam:

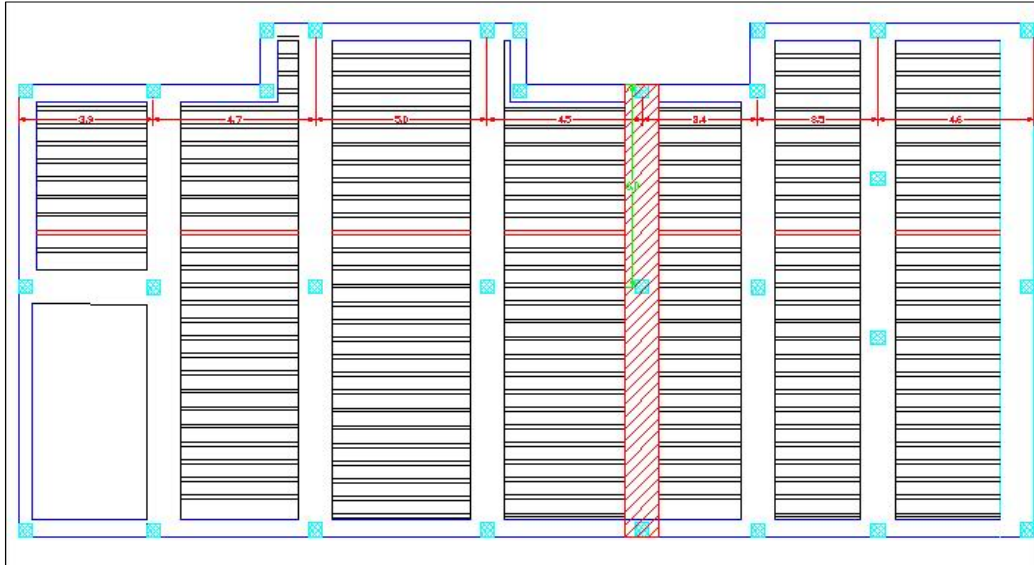


FIG (27)
Beam selection

| Factored | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| DeadR | 10.21 | 32.71 | 33.54 | 34.42 | 24.23 | 31.04 | 40.17 | 11.72 |
| LiveR | 6.37 | 18.26 | 19.32 | 19.58 | 17.22 | 19.2 | 20.97 | 7.21 |
| Max R | 16.58 | 50.97 | 52.85 | 54.01 | 41.45 | 50.24 | 61.14 | 18.93 |
| Min R | 9.05 | 39.62 | 40.73 | 41.19 | 26.41 | 33.85 | 49.81 | 10.49 |
| Service | | | | | | | | |
| DeadR | 8.51 | 27.26 | 27.95 | 28.69 | 20.19 | 25.87 | 33.48 | 9.77 |
| LiveR | 3.98 | 11.41 | 12.07 | 12.24 | 10.76 | 12. | 13.11 | 4.5 |
| Max R | 12.49 | 38.67 | 40.02 | 40.92 | 30.95 | 37.87 | 46.58 | 14.27 |
| Min R | 7.79 | 31.58 | 32.44 | 32.92 | 21.56 | 27.62 | 39.5 | 9. |

FIG (28)
Beam loads

4.5.1 Span (1) positive moment:

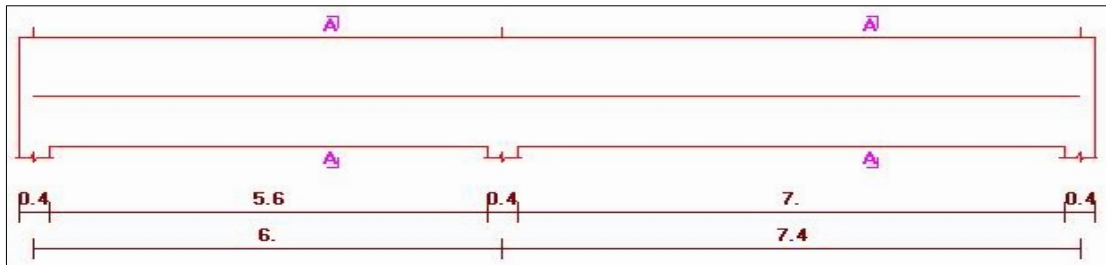


FIG (29)
Beam spans

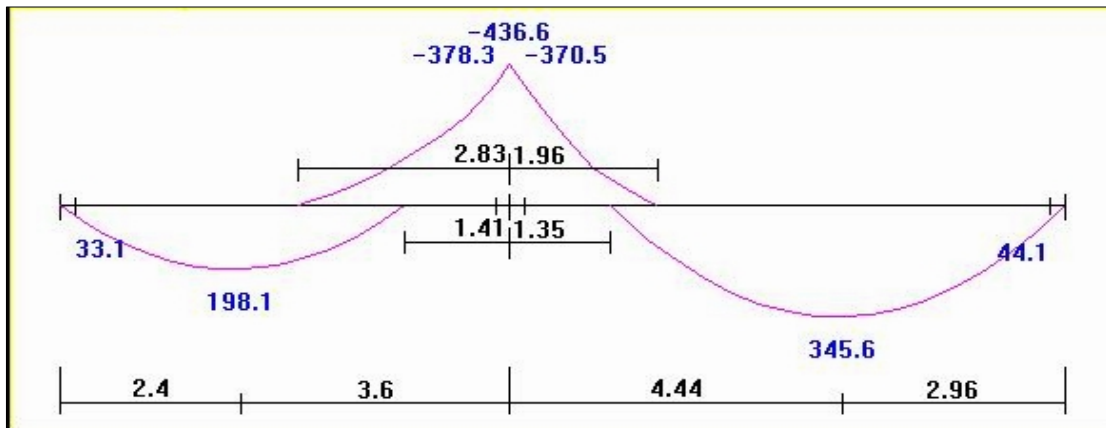


FIG (30)
Moment diagram for beam

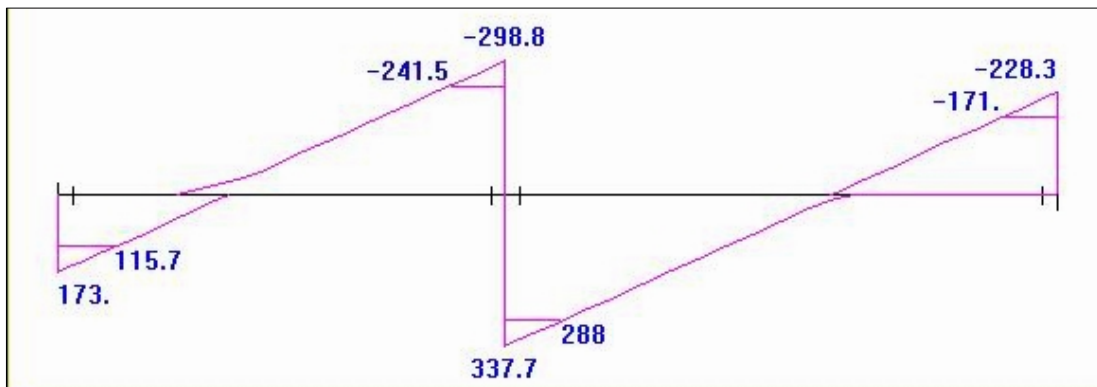


FIG (31)
Shear diagram for beam

$$Mu = 345.6 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{345.6}{0.9} = 384 \text{ KN.m}$$

Assume that $T_f = a$

$$\begin{aligned} Mn_f &= 0.85 * f_c * b_f * h_f (d - f_h / 2) \\ &= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.32 (0.54 - 0.16) * 10^{-3} \\ &= 1984.5 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\frac{Mu}{\Phi} < Mn_f$$

>> Section behaves as a rectangular.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{345.6 / 0.9 * 10^{-3}}{0.8 * (0.54)^2} = 1.65 \text{ KN/m}^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.65)}{400}} \right) = 0.0044$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0044 * 800 * 540 = 1900.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ Of bar} = \frac{1900.8}{490.87} = 3.87 \text{ -----select (4) bar } \Phi 25$$

$$A_s \text{ provided} = 4 * 490.87 = 1963.5 \text{ mm}^2$$

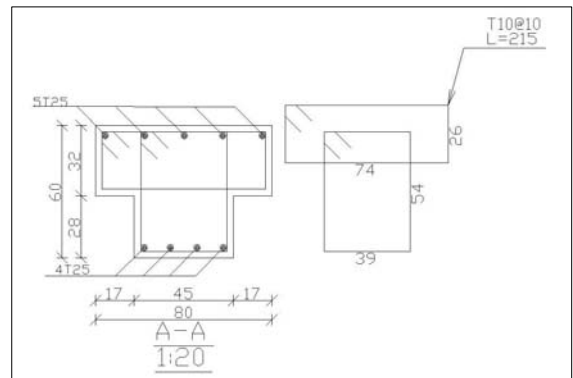


FIG (32)
Beam section

$$T = C$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$7 * 314 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 0.8 * a$$

$$a = 0.054m = 54mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{54}{0.85} = 63.5mm$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 63.5}{63.5} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.023 > 0.005 \longrightarrow ok$$

And not least than 0.004 >>> singly reinforcement.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

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

$$A_{s_{min}} = 661.4mm^2 \geq 756mm^2 \dots \dots \dots the \text{ larger is control}$$

$$A_{s_{min}} = 756mm^2$$

$$A_{s_{required}} = 2189mm^2 > A_{s_{min}} = 756mm^2 \longrightarrow ok$$

4.5.2 Span (1) negative moment:

$$b_f = 80cm, b_w = 40cm, h = 60cm, T_f = 32cm$$

$$d = 60 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 54cm$$

$$Mu = 378.3 \text{ KN} \cdot m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{378.3}{0.9} = 420.3 \text{ KN} \cdot m$$

$$\frac{Mu}{\Phi} < Mn_f$$

>> Section behaves as a rectangular.

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

$$R_n = \frac{378.3/0.9 * 10^{-3}}{0.4 * (0.54)^2} = 3.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.6)}{400}} \right) = 0.01$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.01 * 400 * 540 = 2160 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ Of bar} = \frac{2160}{490.87} = 4.4 \text{ -----select (5) bar } \Phi 25$$

$$A_s \text{ provided} = 5 * 490.87 = 2454.4 \text{ mm}^2$$

$$T = C$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$7 * 314 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 0.4 * a$$

$$a = 0.108 \text{ m} = 108 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{108}{0.85} = 127.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 127.1}{127.1} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0097 > 0.005 \longrightarrow ok$$

And not least than 0.004 >>> singly reinforcement.

4.5.3 Design of shear (for beam):

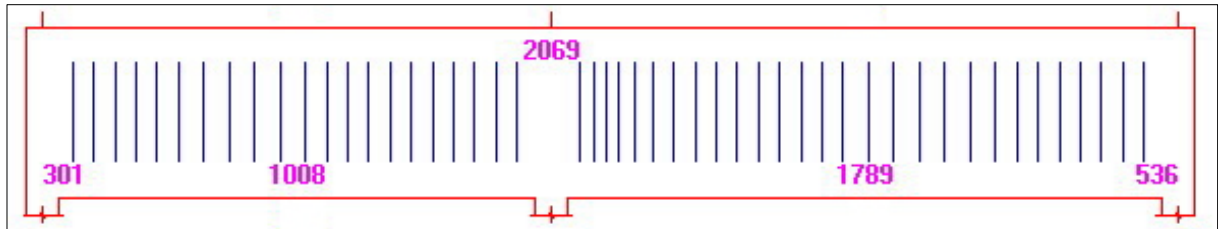


Fig (33)

Stirrups distribution in beam

ACI – 318 – Design categories:

$$1. V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= \frac{1}{2} 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.40 * 0.54 * 10^3$$

$$= 66.14 \text{ KN}$$

$$V_u = 288 \text{ KN}$$

>>>Not control.

$$2. \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

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

$$= 132.3 \text{ KN}$$

$$V_u = 288 \text{ KN}$$

>>>Not control.

$$3. \quad \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{smin}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d$$

$$= 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * 0.4 * 0.54 * 10^3 = 54 \text{ KN}$$

$$V_c + \Phi V_{smin} = 54 \text{ KN} + 132.3 \text{ KN} = 186.3 \text{ KN}$$

$$V_u = 288 \text{ KN}$$

>>> Not control.

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$\Phi V_s = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 0.4 * 0.54 * 10^3 = 264.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s = 264.5 + 132.3 = 396.8 \text{ KN}$$

>>> $186.3 \leq 288 \leq 396.8$ >>> control.

4.5.4 Design the spacing between stirrups:

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$

$$= \frac{0.75 * 1.57 * 400 * 54 * 10^{-1}}{264.5} = 9.6 \text{ cm}$$

Select 1 Φ 10 / 9 cm (for 2.22 meter from the face of the support).

The residual beam select:

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_{s_{\min}}}$$

$$S = \frac{0.75 * 1.57 * 400 * 54 * 10^{-1}}{54} = 47.1 \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$\leq \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm} \quad \text{control.}$$

Select 1 Φ 10 / 12 cm (for the residual beam).

| Dis | Mmax | Mmin | Vmax | Vmin | A`s | As | Av/s | a/d | Red | Wid+ |
|---------------|---------|---------|--------|---------|-------|-------|------|------|-----|------|
| Span=2 | | | | | | | | | | |
| 0 | -318.27 | -436.57 | 280.48 | 172.49 | 2022. | 0. | 0.85 | 0.18 | 100 | - |
| 200 | -277.96 | -370.53 | 280.48 | 172.49 | 2022. | 0. | 0.85 | 0.18 | - | - |
| 370 | -245.08 | -316.77 | 280.48 | 172.49 | 1702. | 0. | 0.85 | 0.15 | - | - |
| 740 | -150.52 | -207.27 | 280.48 | 172.49 | 1082. | 0. | 0.85 | 0.09 | - | - |
| 1110 | -54.49 | -116.79 | 254.12 | 157.07 | 596.6 | 0. | 0.69 | 0.05 | - | - |
| 1480 | 31.22 | -61.69 | 226.24 | 140.78 | 311.1 | 155.8 | 0.53 | 0.03 | - | - |
| 1850 | 106.62 | -12.61 | 198.37 | 124.48 | 62.92 | 536.7 | 0.36 | 0.02 | - | - |
| 2220 | 171.71 | 30.43 | 170.49 | 108.19 | 0. | 870.8 | 0.35 | 0.04 | - | - |
| 2590 | 226.48 | 67.45 | 142.62 | 91.89 | 0. | 1156. | 0.35 | 0.05 | - | - |
| 2960 | 270.94 | 98.43 | 114.74 | 75.60 | 0. | 1390. | 0.35 | 0.06 | - | - |
| 3330 | 305.09 | 123.39 | 86.87 | 59.30 | 0. | 1571. | 0.35 | 0.07 | - | - |
| 3700 | 328.92 | 142.32 | 59.00 | 43.01 | 0. | 1699. | 0.00 | 0.07 | 100 | - |
| 4070 | 342.44 | 155.22 | 31.12 | 22.60 | 0. | 1772. | 0.00 | 0.08 | - | - |
| 4440 | 345.64 | 162.09 | 10.42 | -5.27 | 0. | 1789. | 0.00 | 0.08 | - | - |
| 4810 | 338.53 | 162.93 | -5.87 | -33.15 | 0. | 1751. | 0.00 | 0.08 | - | - |
| 5180 | 321.11 | 157.74 | -22.17 | -61.02 | 0. | 1657. | 0.00 | 0.07 | - | - |
| 5550 | 293.38 | 146.52 | -38.46 | -88.90 | 0. | 1509. | 0.35 | 0.07 | - | - |
| 5920 | 255.33 | 129.28 | -54.76 | -116.77 | 0. | 1307. | 0.35 | 0.06 | - | - |
| 6290 | 206.97 | 106.00 | -71.05 | -144.65 | 0. | 1054. | 0.35 | 0.05 | - | - |
| 6660 | 148.29 | 76.70 | -86.47 | -171.01 | 0. | 750.0 | 0.35 | 0.03 | - | - |
| 7030 | 79.30 | 41.36 | -86.47 | -171.01 | 0. | 398.0 | 0.35 | 0.02 | - | - |
| 7200 | 44.15 | 23.11 | -86.47 | -171.01 | 0. | 220.7 | 0.35 | 0.01 | - | - |
| 7400 | 0.00 | 0.00 | -86.47 | -171.01 | 0. | 0. | 0.35 | 0.00 | 100 | - |

(4.6) Design of column:

4.6.1 Design of column without moment:

$$P_o = A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

Where :

$$P_o : \frac{P_n}{0.80}, \quad P_n = \frac{P_u}{0.65}$$

Design of column (C12) ground floor:

$$p_u = 2207.2 \text{ KN}$$

$$M_2 = 2.4 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = 9.5 \text{ KN.M}$$

To check is the column short or long :

$$\frac{k.L}{r} = \frac{k.L}{0.3(h)} = \frac{(1)(3.2)}{(0.3)(0.4)} = 26.7 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 30.9$$

>>> it is short column.

$$P_n = \frac{P_u}{0.65} = \frac{2207.2}{0.65} = 3395.7 \text{ kN.}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{P} = \frac{2.4}{2207.2} = 1.1 * 10^{-3} = 0.0011 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{M_3}{P} = \frac{9.5}{2207.2} = 4.3 * 10^{-3} = 0.0043 \text{ m}$$

$$\frac{e_2}{h} = \frac{0.0011}{0.4} = 0.0028 < 0.08$$

$$\frac{e_3}{h} = \frac{0.0043}{0.4} = 0.011 < 0.08$$

>>> just axial force affect on this column without moments.

Assume $\rho_g = 0.015$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 f_c' (1 - \rho_g) + (f_y * \rho_g)\}$$

$$\frac{2207.2 * 10^{-3}}{0.65} = 0.8 A_g \{0.85 * 24(1 - 0.015) + 400 * 0.015\}$$

$$A_g = 0.13 m^2.$$

$$\gg a * b = 0.13 m^2$$

\gg when we choose square columns:

$$a = b = \sqrt{0.13} = 36 cm$$

\gg select (40*40) cm.

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 f_c' (1 - \rho_g) + (f_y * \rho_g)\}$$

$$\frac{2207.2 * 10^{-3}}{0.65} = 0.8 * 0.4 * 0.4 \{0.85 * 24 (1 - \rho_g) + (400 * \rho_g)\}$$

$$\rho_g = 0.016$$

$$A_s = 0.016 * 400 * 400 = 2560 mm^2$$

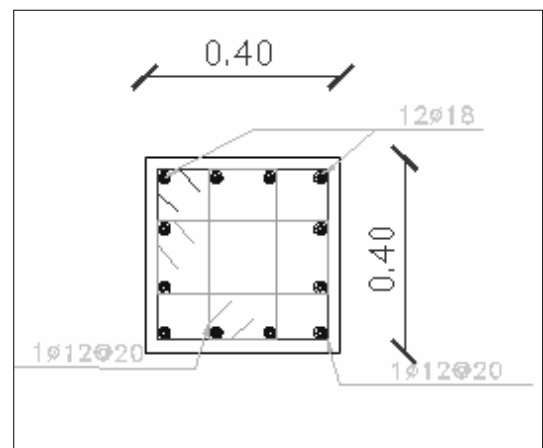
use $\phi 18$

$$A_s = 254 mm^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{2560}{254} = 10.1 \text{ bar.}$$

Use 12 bars.

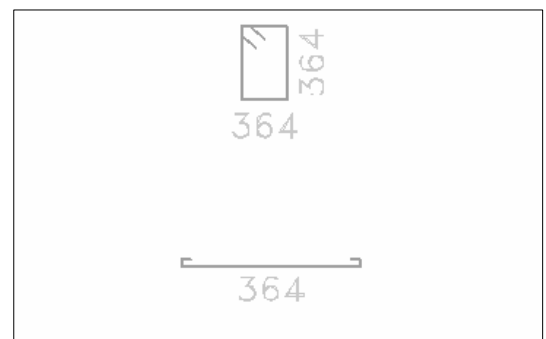
$$A_{s \text{ provided}} = 3053 mm^2$$



Fig(34)
Column section

Design the ties of the column:

- (48) tie – bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
- (16) longitudinal – bar diameter = 16 (1.8) = 28.8 cm.
- least column dimension = 40 cm .
 - o so select 1 $\Phi 10 @ 25$ cm .



Fig(35)
Column ties

4.6.2 Design of column with moment:

Design of column (C13) third floor:

$$p_u = 1810.1 \text{KN}$$

$$M_2 = 49.3 \text{KN.M}$$

$$M_3 = -131.4 \text{KN.M}$$

$$f_c' = 24 \text{Mpa} = 3.48 \text{ksi}$$

$$f_y = 400 \text{Mpa} = 58 \text{ksi}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{P} = \frac{49.3}{1810.1} = 0.027 \text{m} = 2.7 \text{cm}$$

$$e_3 = \frac{M_3}{P} = \frac{131.4}{1810.1} = 0.073 \text{m} = 7.3 \text{cm}$$

$$\frac{e_2}{h} = \frac{0.027}{0.4} = 0.06 < 0.08$$

$$\frac{e_3}{h} = \frac{0.073}{0.4} = 0.2 < 0.08$$

>>>there is moment M3 acts on the column.

From ACI – code chart :

Chart no.E4-60.75

To use chart needed:

Assume $\rho_g = 0.02$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{400 - 40 - 40 - 20 - 20}{400} = 0.70$$

>>> **use chart with** $\gamma = 0.75, f_c' = 4 \text{ksi}, f_y = 60 \text{ksi}$

From intersecting of $e/h = 0.2$ and $\rho_g = 0.02$

$$\frac{p_u}{A_g} = \frac{\Phi p_n}{A_g} = 2 \text{ksi}$$

$$\frac{2 \text{ksi} * 1000}{145} = 13.79 \text{Mpa}$$

$$13.79 = \frac{1810.1 * 10^{-3}}{A_g}$$

$$\ggg A_g = 0.13 \text{m}^2$$

$$a = b = \sqrt{0.13} = 36 \text{cm}$$

So select column 40 x 40 , $A_g = 0.16 \text{m}^2$.

Use the chart again to give the exact value of ρ_g

$$\frac{p_u}{A_g} = \frac{1810.1 * 10^{-3}}{0.16} = 11.3 \text{Mpa}$$

$$\frac{11.3 * 145}{1000} = 1.6 \text{ksi}$$

$$\frac{e}{h} = 0.2$$

$$\ggg \rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.01 * 400 * 400 = 1600 \text{mm}^2$$

use $\phi 14$

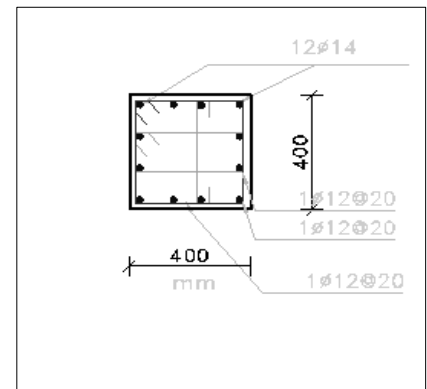
$$\# \text{ Of bars} = \frac{1600}{153.9} = 10.4$$

Select 12 Φ 14

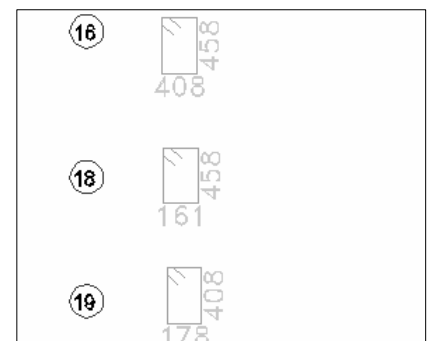
$$A_{s \text{ provided}} = 1846.8 \text{mm}^2$$

Design the ties of the column :

- (48) tie – bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
- (16) longitudinal – bar diameter = 16 (1.8) = 28.8 cm.
- least column dimension = 40 cm .
 - o so select 1 Φ 10 @ 25 cm .



Fig(36)
Column section



Fig(37)
Column section

4.7 Footing Design :

4.7.1 Design of square footing (F1)

From Column (C1):

D.L = 1098 kN , L.L = 431 kN

Service load = 1529 kN

Factored load = 2008 kN

Allowable soil pressure = 4.0 kg/cm²

Column= 40 cm x 40 cm

Footing Area:

Estimate footing to be about 70 cm thick, in addition to about (10 cm) of blinding concrete .

$$\begin{aligned}\text{Back fill} &= H * \gamma_s * (W * L - (bc * wc)) \\ &= 0.75 * 18 * (3 * 3 - 0.4 * 0.4) = 119.34 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{weight of concrete footing} &= (\text{weight of base footing}) + (\text{weight of neck column}) \\ &= (0.70 * 3 * 3 * 25) + (0.75 * 0.4 * 0.4 * 25) \\ &= 160.5 \text{ kN}\end{aligned}$$

Allowable soil pressure = 4.0 kg/cm²

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$$\begin{aligned}&= 1808.84 \text{ kN} / 400 \text{ kN/m}^2 \\ &= 4.5 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Use L = 2.20 m, W = 2.20 m, A = 4.84 m²

(4.7.2) Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (2200) \times (d) = 1526.8 * 10^3 d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{2343.8}{4.84} = 484.3 \text{ kN / m}^2 .$$

$$V_u = (P_{net})(\text{one way shear area})$$

$$V_u = (484.3 * 10^{-3})(2200) \left(\frac{2200 - 400}{2} - d \right)$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$1526.8 * d = (435.9 - 484.3 * 10^{-3} d) 2200$$

$$d = 37 \text{ cm} .$$

$$\therefore \text{ Use } d = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Total depth of footing} &= 40 + 8 + 2 \\ &= 50 \text{ cm.} \end{aligned}$$

(4.7.3) Check this depth for two way shear action (punching):

$$\begin{aligned} V_u &= P_{net} \times ((W) \times (L) - (a + d)(b + d)) \\ &= 484.3 [(2.2)(2.2) - (0.40+0.40)(0.4+0.40)] = 2034.1 \text{ kN.} \end{aligned}$$

The punching shear strength is the smallest of:

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.58 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$\beta_c = a / b = 40 / 40 = 1$$

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

$$= 2\{(40+40)+(40+40)\} = 320 \text{ cm.}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{For interior column}$$

$$V_c = 0.33\sqrt{24}(3200)(400) = 2069.3 \text{ kN.}$$

$$\Phi V_c < V_u$$

$$0.75 \times 2069 \text{ kN} < 2034 \text{ kN}$$

$$1552 \text{ kN} < 2034 \text{ kN}$$

NOT OK

Re-Calculate required d to satisfy punching shear

Let d=50cm in addition to about 10 cm of blinding concrete.

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

$$= 484.3[(2.2)(2.2) - (0.40+0.50)(0.40+0.50)] = 1951.7 \text{ kN.}$$

The punching shear strength is the smallest of:

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.63 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$\beta_c = a / b = 40 / 40 = 1$$

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

$$= 2\{(50+40)+(40+50)\} = 360 \text{ cm.}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{For interior column}$$

$$V_c = 0.33\sqrt{24}(3600)(500) = 2910 \text{ kN.}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 0.75 \times 2910 \text{ kN} > 1951.7 \text{ kN}$$

$$2182.5 \text{ kN} > 1951.7 \text{ kN}$$

∴ OK

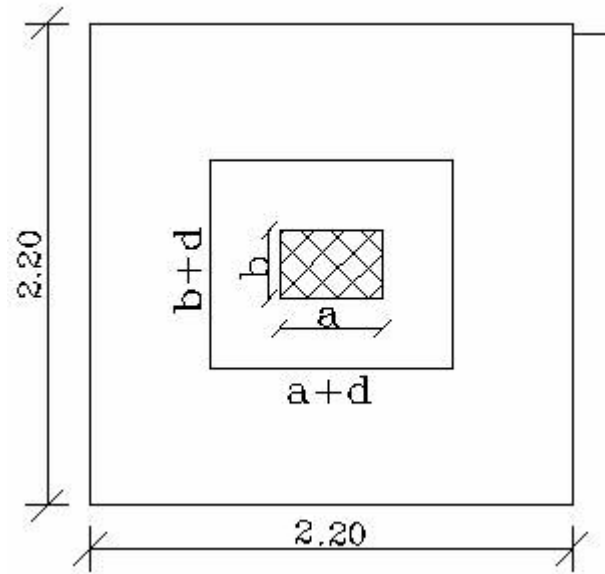


Fig. (38): Two way shear area.

(4.7.4) Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.85)(24)(400 \times 400) = 2284.8 \text{ kN} < P_u = 2343.8 \text{ kN.}$$

Since $\Phi P_n < P_u$.

$$A_s = \frac{P_u - \Phi P_n}{\Phi f_y} = \frac{2343.8 - 2284.8}{0.7 * 0.4} = 210.7 \text{ mm}^2$$

= 2 $\Phi 16$ < 14 $\Phi 20$ "steel of column"

>>> Use the steel of the column in the dowels area.

(4.7.5)Development Length (L_d)

$$L_{db} = \frac{400}{4\sqrt{30}} \times d_b = 18.25 d_b = 32.7 \text{ cm}$$

But not less than:

$$L_{db} = 0.044(400) d_b = 28.16 \text{ cm}$$

$$\text{Available } L_d = 50 - 8 - (2 \times 2 + 1.6 // 2) = 37.2 \text{ cm}$$

$$37.2 > 32.7 \quad \text{OK}$$

(4.7.6)Design for Bending Moment:

Parallel to short side of the column.

$$\begin{aligned} M_u &= \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(484.3 \times 2.2 \times \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.4}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.4}{2} \right) = 1065 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1065}{0.9} = 1183.3 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{118.33 \times 10^5}{220 \times 50^2} = 21.5 \text{ Kg / cm}^2.$$

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

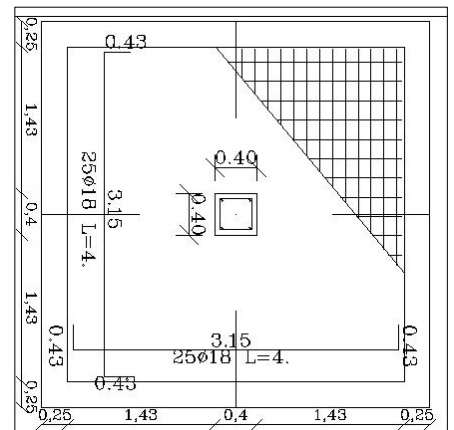
$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 21.5}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.0057 > \rho_{min} = 0.0018$$

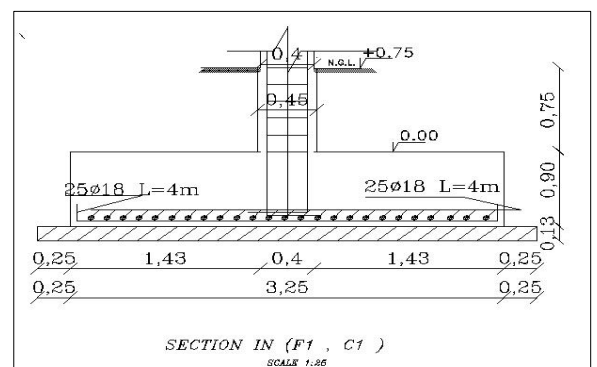
$$\text{Req. } A_s = 0.0057 (220) (50) = 62.7 \text{ cm}^2$$

Use 25 Φ 18

$$A_s = 63.6 \text{ cm}^2.$$



Fig(39)
Isolated footing



Fig(40)
Isolated footing section

(4.7.7)Development Length (L_d):

Category A item 2

$$L_d = \left(\frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right)$$

$$L_d = \left(\frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 \right) = 81.65 \text{ cm}$$

Available $L_d = 90 - 8 = 82 \text{ cm}$

$82 > 81.65$

OK.

4.8 Design of combined footing (CF19) :

4.8.1 Determine Loads & Area of footing:

use $L = 3 \text{ m}$

The surface loads which come from column C 2:

D.L = 335 KN

L.L = 183.1 KN

The factored loads is:

D. L = 402 KN.

L.L = 293 KN.

Total factored load = 695 KN

The surface loads which come from column C 5:

D.L = 839.2 KN

L.L = 295.6 KN

The factored loads is:

DL = 1007 KN

L.L = 473 KN.

Total factored loads = 1480 KN.

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

$0.5 * 25 = 12.5 \text{ KN/ m}^2$.

$0.75 * 18 = 13.5 \text{ KN/m}^2$.

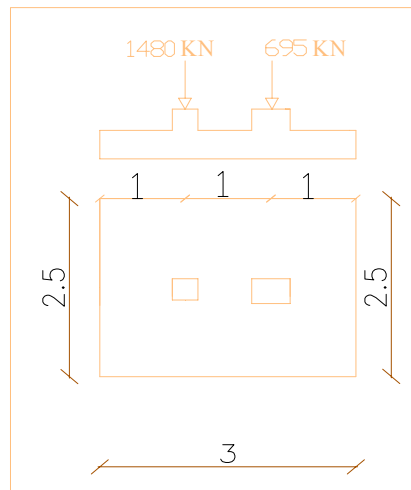
Net soil pressure = $400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 13.5 \text{ KN/m}^2 = 374 \text{ KN/m}^2$.

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$$\text{Area} = \frac{(D.L) + (L.L)}{q_{all}}$$

$$\text{width} = \frac{(335) + (183.1) + (839.2) + (295.6)}{374 * 3} = 1.5m$$

Select W = 2.5m
Area = 3 * 2.5 = 7.5 m²



Fig(41)
Combined footing

4.8.2 Determine depth based one way shear strength:

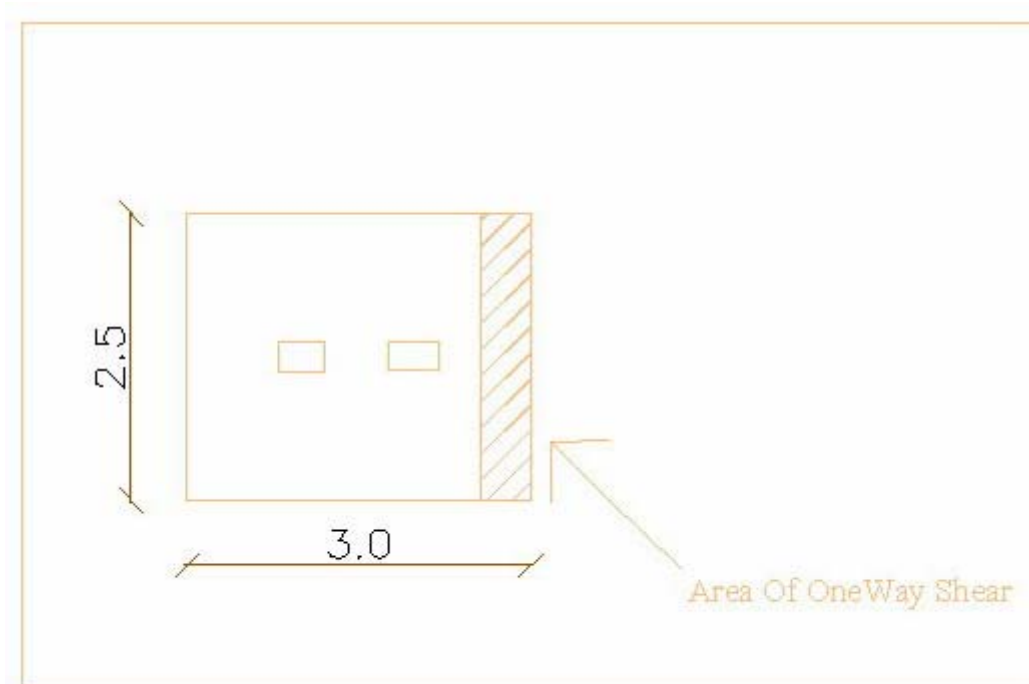
$$M_u = 695(0.5) - 1480(0.5) = -392.5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2175}{7.5} + 0 - \frac{392.5}{5.63} * 1.5 = 185.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2175}{7.5} + 0 + \frac{392.5}{5.63} * 1.5 = 394.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b * d = 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * (250) * (d) * (10) = 1735.1 d.$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{2175}{7.5} = 290 \text{ KN/m}^2$$



Fig(42)
Combined footing one-way shear area

$$V_u = (P_{net}) (\text{one way shear area})$$

$$= (2.90 \text{ kg/ m}^2)(250)(77.5 - d) = 56187.5 - 725d.$$

$$\Phi V_c = V_u \quad 56187.5 - 725d = 1735.1d$$

$$d = 22.8 \text{ cm}$$

$$\text{Total depth of footing} = 22.8 + 7 + 1 = 30.8 \text{ cm.}$$

Select .. $h = 40 \text{ cm}$ so $d = 32 \text{ cm}$

$$\text{At } d = 32 \text{ cm} \quad V_u = 329.9 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 555.2 \text{ kN} > V_u = 329.9 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.8.3 Check shear strength based on tow-way action(punching).

Check punching shear under column 20 at the d/2 from face of column
 . $V_u = 755$ KN.

The punching shear strength is the smallest of:

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.6 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$\beta_c = a / b = 30 / 30 = 1.0 .$$

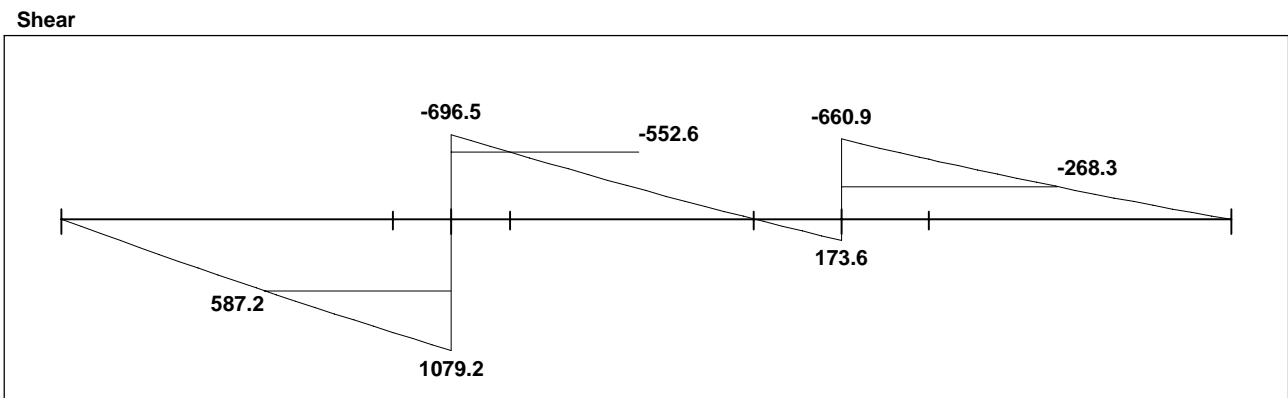
$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at } (d/2) \text{ from the loaded area} \\ = 2 \{ (32+30) + (32+30) \} = 248 \text{ cm}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{For edge column}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{24} (248) (32) \left(\frac{100}{1000} \right) = 1090.5 \text{ KN}.$$

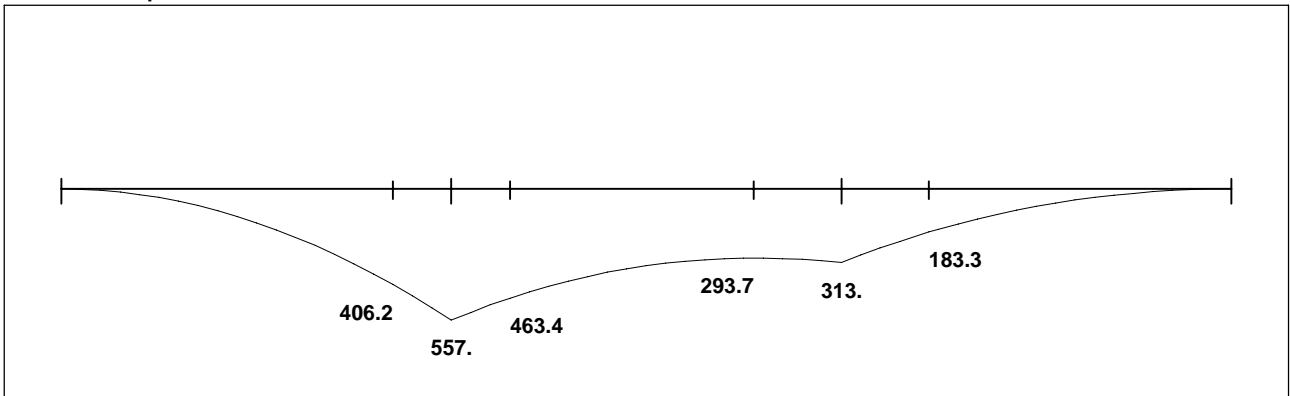
$$\Phi V_c > V_u \quad 1090.5 \text{ KN} > 755 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$

4.8.4 Main longitudinal reinforcement at face of left column :



Fig(43)
 Shear diagram of combined footing in X-direction

Moments: spans 1 to 3



Fig(44)
Moment diagram of combined in X-direction

$$M_u = 463.4 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{\Phi b d^2} = \frac{463.4 \times 10^6}{0.9 \times 2500 \times 320^2} = 2.01 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 2.01}{400}} \right) = 0.0053$$

$$\text{As req} = 0.0053 * 300 * 32 = 50.88 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No. of } \Phi 20 \text{ bars} = 25.3 \text{ bars}$$

⇒ Use 26 Φ 16 (bottom reinforcement)

⇒ The distance between bars center to center = $(300-15)/21 = 14 \text{ cm}$.

4.8.5 Development Length (L_d):

Category A item 2ACI (12.3.2).

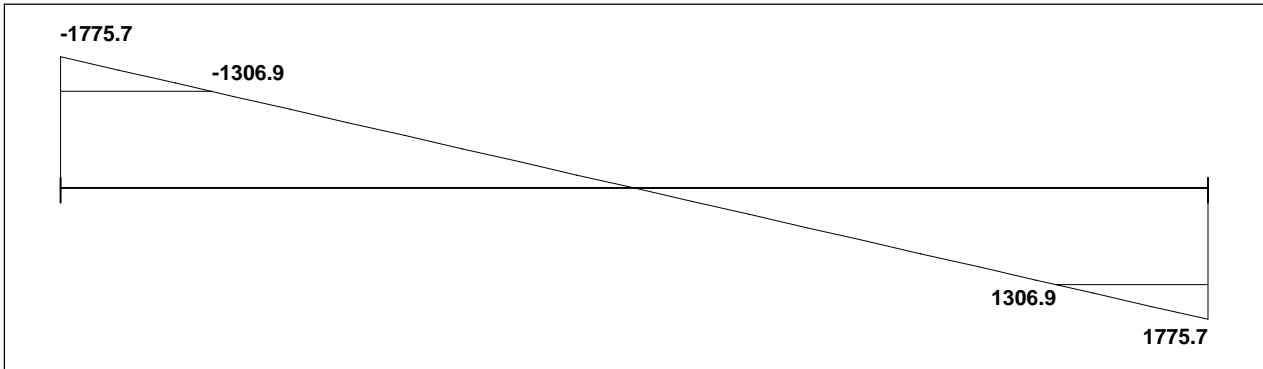
L_d for Φ 16:

$$L_d = \left(\frac{f_y}{2\sqrt{f'c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left(\frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.6 \right) = 65.3 \text{ cm.}$$

Available embedment = 100-25 = 75cm > 65.3 cm \therefore **OK**

(4.8.6) Design or reinf. In the other direction (Y):

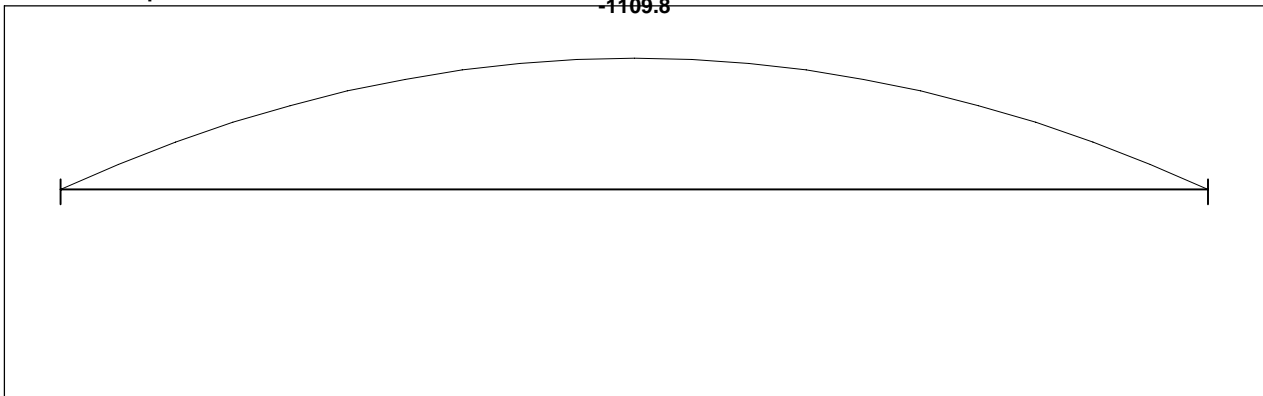
Shear



Fig(45)

Shear diagram of combined footing in Y-direction

Moments: spans 1 to 1



Fig(46)

moment diagram of combined footing in Y-direction

$$M_u = 1109.8 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{1109.8 \times 10^6}{0.9 \times 3000 \times 320^2} = 4.01 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 4.01}{400}} \right) = 0.011$$

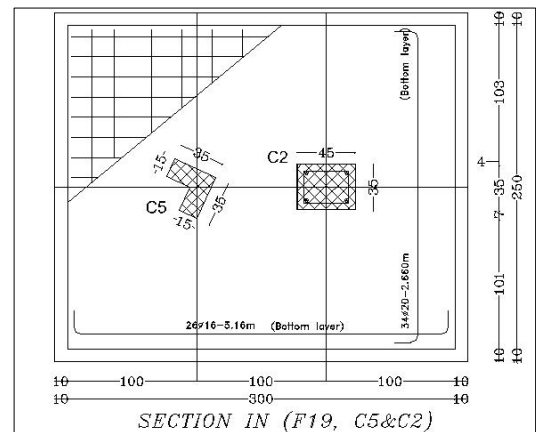
$$\text{As req} = 0.011 * 300 * 32 = 105.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No. of } \Phi 20 \text{ bars} = 33.6 \text{ bars}$$

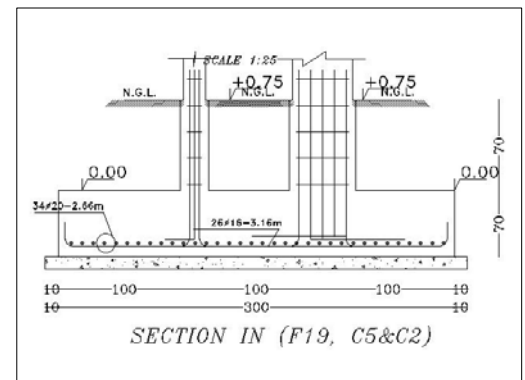
⇒ Use 34 Φ 20 (bottom reinforcement)

⇒ The distance between bars center to center

$$= (300-15)/33 = 8.6 \text{ cm.}$$



Fig(47)
Combined footing



Fig(48)
Combined footing section

4.8.7 Development Length (L_d):

Category A item 2ACI (12.3.2).

L_d for Φ 20:

$$L_d = \left(\frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left(\frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 \right) = 81.6 \text{ cm.}$$

$$\text{Available embedment} = (250-25)/2-7.5 = 105 \text{ cm} > 81.6 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

4.9 Design of strip footing :

Weight of wall=height * thickness of wall *1m wide * γ concrete

$$= 3.7*0.30*2.5*1$$

$$=27.8\text{kN/m}$$

L.L=4 k/m

(4.9.1)Determine the footing width:

Assume the footing depth to be 40cm .

Allowable net soil pressure =400-(25*4).

$$=250\text{kN/m}^2$$

Footing width =31.8.8/250=0.13 m

So select 0.7 m width strip footing.

Total load factored =39.8 kN/m.

$$P_{\text{net}} = \frac{Pu}{\text{area}} = \frac{39.8}{0.7 \times 1} = 56.9\text{kN /m}^2.$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (700) \times (d) = 485.8d$$

$$\begin{aligned} V_u &= (P_{\text{net}}) \left(\frac{w - b_w}{2} \right) \\ &= 56.9 * \left(\frac{0.7 - 0.3}{2} \right) = 11.38 \text{ kN}. \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$485.8d = 11.38$$

d = 3 cm Thin h = (3 + 5 + 0.6 + 1.2) = 10 cm so select h = 30 cm .

>>>d=23cm

4.9.2 determine reinforcement for moment strength :

$$M_u = (P_{net}) \left(\frac{w - bw}{2} \right) \left(\frac{w - bw}{4} \right)$$

$$= 56.9 * 0.2 * 0.1 = 1.14 \text{ kN.m .}$$

$$M_u = 1.14 \text{ kN .m}$$

$$M_n = \frac{M_{u_{rec}}}{\Phi} = \frac{1.14}{0.9} = 1.27 \text{ kN .m}$$

$$\rho_{max} = 0.0244$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

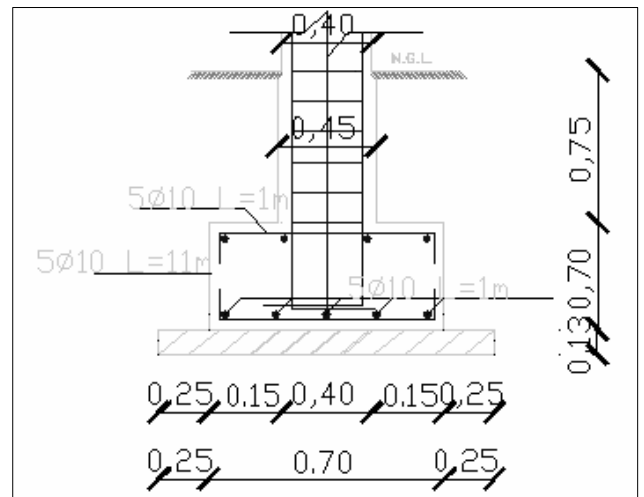
$$R_n = \frac{0.127 * 10^5}{700 * (30)^2} = 0.02 \text{ kg/ cm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.02)}{4000}} \right) = 0.000005 \leq \rho_{min} = 0.0018 .$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0018 * 70 * 23 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Of bar} = \frac{2.9}{0.79} = 3.7 \text{ -----select (5) bar } \Phi 10 .$$



Fig(49)
Strip footing section

4.9.3 design of longitudinal bars :

$$A_s = \rho * b * d$$

$$= 0.0018 * 70 * 23$$

$$= 2.9 \text{ cm}^2$$

select 5Φ10.

(4-10) Design of stairs:

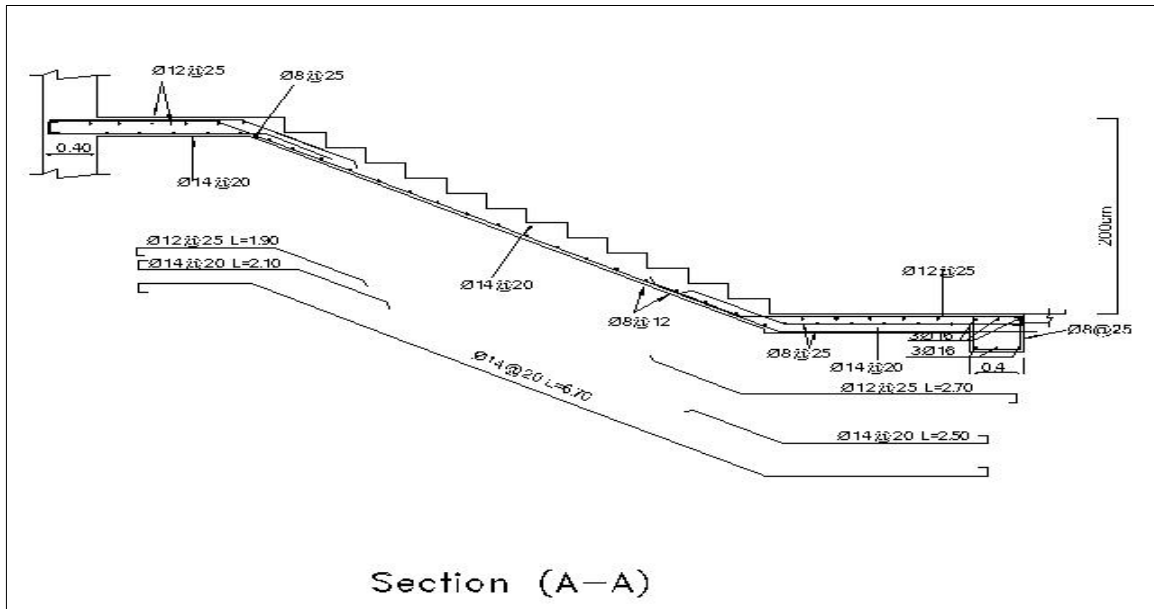


Fig (50) side view of the Stair

(4.10.1) Determination of Slab thickness:

$$L = 5.10 \text{ m.}$$

$$h \geq 5.10 / 20 = 0.25 \text{ m} = 25.0 \text{ cm.}$$

⇒ Use $h = 15 \text{ cm}$ and limitation of deflection will be considered.

$$\Rightarrow \theta = \tan^{-1}(16 / 30) = 29.00^\circ.$$

$$\Rightarrow \cos \theta = 0.874$$

Load calculation:

- ◆ Vertical Tiles = $0.03 * 25 * (0.33 / 0.30) = 0.825 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Horizontal Tiles = $0.03 * 22 * (0.135 / 0.30) = 0.29 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Vertical mortar = $0.02 * 22 * (0.135 / 0.30) = 0.19 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Horizontal mortar = $0.02 * 22 * (0.3 / 0.30) = 0.44 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Plaster = $(0.02 * 22) / (\cos 29) = 0.5 \text{ kn/m}^2$.

- ◆ Steps = $(100/30) * (0.5 * b * h) * 2.5 = (100/30) * 0.5 * 0.3 * 0.15 * 25 = 0.56 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Slab = $0.15 * 25 / \text{Cos } 29 = 4.28 \text{ kn/m}^2$.
- ◆ Total dead load = $0.825 + 0.29 + 0.19 + 0.44 + 0.5 + 0.56 + 4.28 = 7.00 \text{ kn/m}^2$.

Live load:

Live load for stairs = 4 kn/m^2

Ultimate live load = 4 kn/m^2

Factored load:-

$W_u = 1.2 * 7.0 + 1.6 * 4.0 = 14.8 \text{ kn/m}$.

(4.10.2) Design of Bending:

The Following figure shows the moment envelope on the stair.

Moments: spans 1 to 1

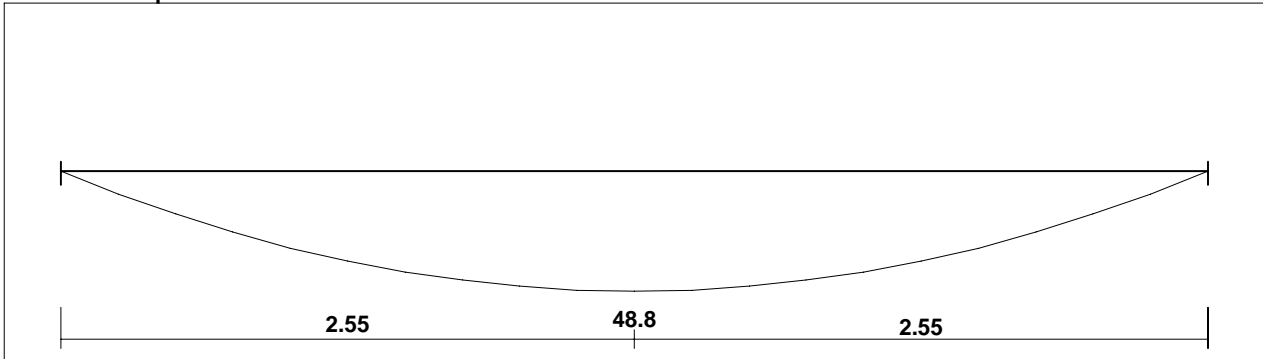


Fig (51) moment diagram of stair

$M_u = 48.8 \text{ kn.m}$.

$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 48.8 / 0.9 = 54.23 \text{ kn.m}$.

Assume $\text{Ø } 12$ for main reinforcement:-

So, $d = 15 - 2 * 0.6 = 12.4 \text{ cm}$.

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(bw)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$\Rightarrow A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(12.4)$$

$$A_s \min = 3.62 \geq 4.13.$$

$$A_s \min = 4.13 \text{ cm}^2.$$

$$\rho \max = ??$$

$$\rho b = 0.85 * f_c' * \beta / F_Y * (600 / (600 + F_Y))$$

$$b = 0.0243.$$

$$\rho \max = 0.75 * \rho b = 0.75 * 0.0243 = 0.0182.$$

$$A_s \max = \rho \max * b * d = 0.0182 * 160 * 12.4 = 36.10 \text{ cm}^2.$$

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

$$R_n = \frac{54.23 * 10^6}{1600 * 124^2} = .0022 * 10^3 \text{ N / mm}^2.$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * .0022 * 1000}{420}} \right) = 5.56 * 10^{-3}$$

$$A_s \text{ req} = 5.56 * 10^{-3} * 160 * 12.4 = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req} > A_s \text{ min.}$$

$$\text{Use } A_s = 11.02 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow **1Φ 12 @ 20 cm is satisfied but use 1Φ 14 @ 20 for control def.**

$$(160 / 20) * 1.54 = 12.32 \text{ cm}^2.$$

Use 8 bar Φ 14 for 160 cm

$A_s \max > A_s \text{ provided} > A_s \text{ min.} \dots\dots\dots \text{OK.}$

4.10.3 Development Length (L_d):

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c}} * \alpha * \beta * \gamma * d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2 * \sqrt{f_c}} * 1 * 1 * 1 * 1.2 = 51.44 \text{ cm.}$$

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement:

$$A_s = \rho * b * h$$

$$= 0.0018 * (160) * (15)$$

$$= 4.32 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 8$ @ 12 cm.

Use 9 bar for 1.0 m length

(4.10.4) Design of shear:-

The following figure shows the shear envelope of the stair.

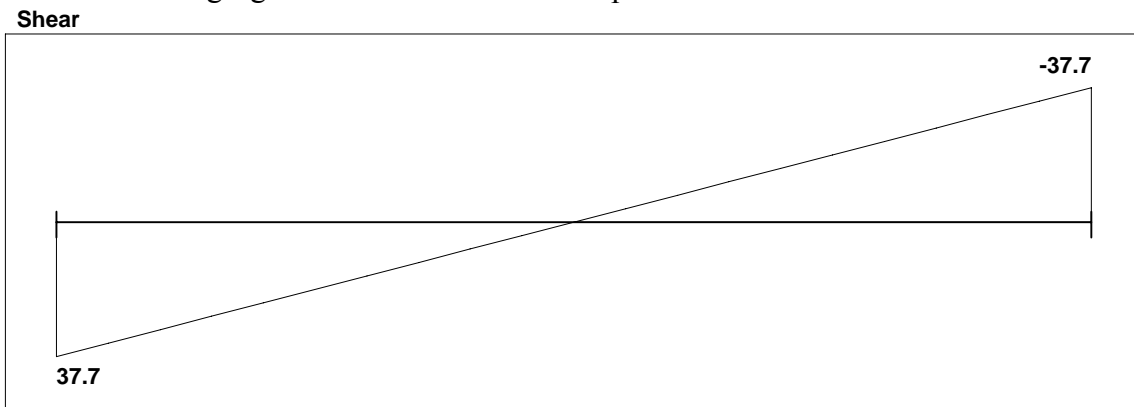


Fig (52) shear diagram of stair

$$V_u = 38.2 \text{ kn.}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c}' * b_w * d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1600 * 124}{6} = 121.5 \text{ kn}$$

$$V_u = 38.2 \text{ kn} < 0.5 * \phi V_c = 0.5 * 121.5 = 60.7 \text{ kn}$$

According to category (1)

$$V_u \leq (0.5\Phi V_c)$$

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

(4.10.5) Design of landing:-

Design of landing (#1):-

We Will Design it as one way solid slab.

Load calculations:-

$$\text{Dl of Tiles} = 0.03 \times 22 = 0.66 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Dl of mortar} = 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Dl of slab} = 0.20 \times 25 = 5.0 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Dl of plaster} = 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = 0.66 + 0.44 + 5.0 + 0.44 = 6.54 \text{ kn/m}.$$

$$\text{Live load on the landing} = 4 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{Reaction (factored) of the stairs on the landing} = 38.2 \text{ kn/ m}.$$

$$\begin{aligned} \text{Factored Total load / m.} &= \text{Factored (D.L)} + \text{Factored (L.L)} + \text{Reaction of the satire} \\ &= (1.2 \times 6.54) + (1.6 \times 4.0) + 38.2 = 7.84 + 6.4 + 38.2 = 52.5 \text{ kn/ m}^2. \end{aligned}$$

By using ATIR software we found that the moment envelope is as the following figure:-

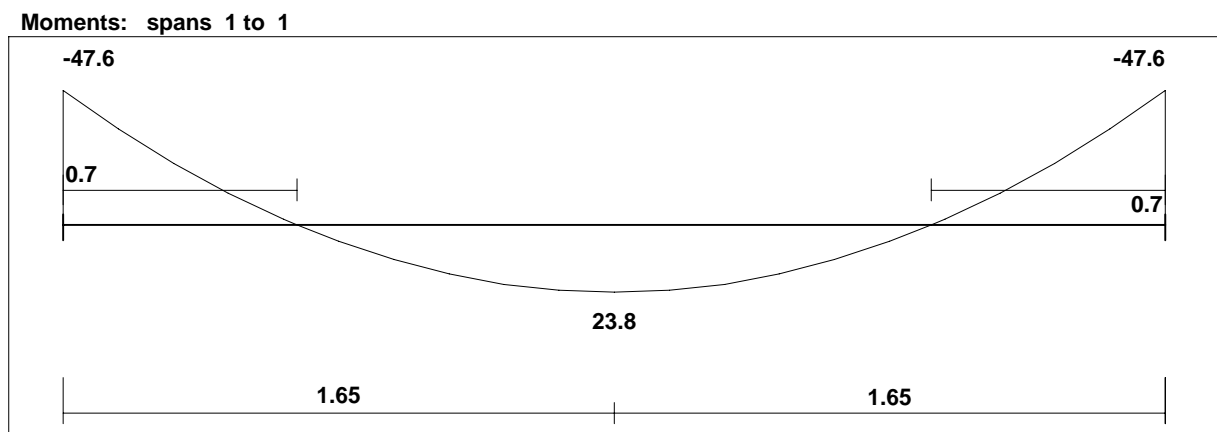


Fig (53) moment diagram of stair landing

$$M_u = 23.80 \text{ kn.m}$$

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 23.80 / 0.9 = 26.45 \text{ kn.m.}$$

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

$$d = 20 - 2 - 0.6 = 17.4 \text{ cm.}$$

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

$$R_n = \frac{26.45 * 10^6}{1000 * 174^2} = 0.874 \text{ N / mm}^2.$$

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.874}{420}} \right) = 0.00212.$$

$$A_s \text{ req} = 0.00212 * 100 * 17.4 = 3.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$\Rightarrow A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (100)(17.4) \geq \frac{1.4}{420} (100)(17.4)$$

$$A_s \text{ min} = 5.07 \geq 5.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 5.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ req} = (3.69) < A_s \text{ min} = (5.8).$$

$$1.3 * A_s \text{ req} = 1.3 * 3.69 = 4.8 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min} = (7.47 \text{ cm}^2).$$

$$\text{Use } A_s = 4.8 \text{ cm}^2 > A_s \text{ shrinkage and temperature} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } A_s = 4.8 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow **Use 1Ø 14 @ 20 cm.**

$$(100 / 20) * 1.54 = 7.7 \text{ cm}^2.$$

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement:-

$$A_s = \rho * b * h$$

$$= 0.0018 * (100) * (25)$$

$$= 4.5 \text{ cm}^2$$

Use 1Φ12 @ 25 cm².

As provided = 4.52 cm² > 4.5 cm²OK.

(4.10.6) Design of shear :-

The following figure shows the shear envelope of the Landing.

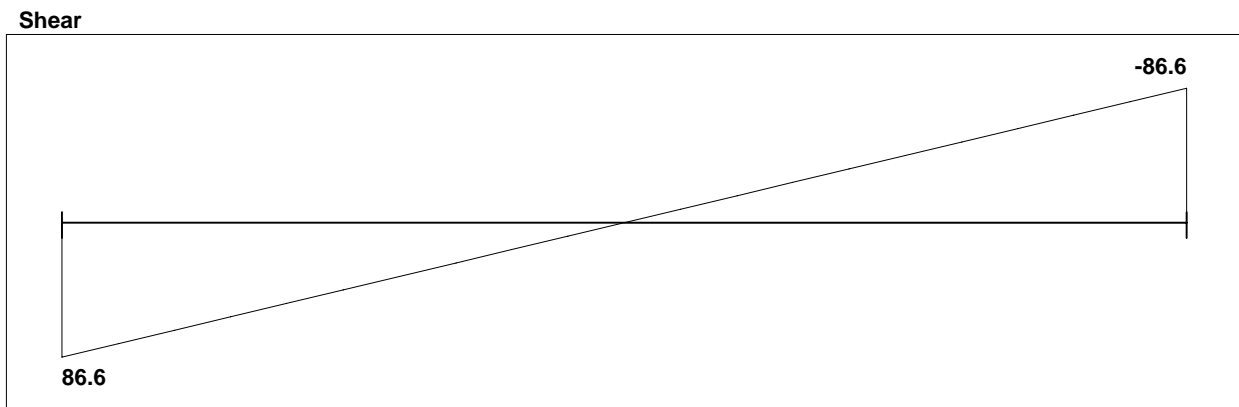


Fig (54) shear diagram of stair landing

$$V_u = 84.2 \text{ kn.}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1700 * 174}{6} = 181.14 \text{ kn}$$

$$V_u = 84.0 \text{ kn} < 0.5 * \phi V_c = 0.5 * 181.14 = 90.57 \text{ kn}$$

According to category (1)

$$V_u \leq (0.5 \phi V_c)$$

No shear Reinforcement is required , So the depth of the Landing is OK.

(4.11) Shear wall Design:

(4.11.1) General definitions:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

Where:

V=The design base shear.

W= Total seismic dead weight of the building, including the weight of all permanent structural and nonstructural components ,such as walls, floors, roofs, and fixed service equipment. In storage, a minimum of 25% of the floor live load must be included.

R_w =Numerical coefficient depends on the structural system. Values of R_w for concrete structure range from 4 to12 .Take $R_w =8$.

Z=Seismic zone factor=0.2for zone 2B.

I=Importance coefficients=1.0 depending upon occupancy category.

C=Coefficient based on site coefficient (S), and period of structure (T).

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75$$

Where S depends on the soil profile type and equals 1.0 for rock-like or stiff soil.

The period T calculated according to:

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

Where: h_n =Height of the structure above the base level.

$C_t =0.02$ for all reinforced concrete buildings.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

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

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

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

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

$$F_x = (V - F_t)w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

Where w_x, w_i = Portion of W at x, i level.

h_x, h_i = Height to x, i level.

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

Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Where: $V_s = V_n - V_c$

$$S \leq \left(\frac{Lw}{5} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 450mm$$

Note: S minimum value controls

$$\rho h(\min) = 0.0025 \dots\dots\dots (ACI 11.10.9.2)$$

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S \leq \left(\frac{Lw}{3} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

Note: S minimum value controls

ρn of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$\rho n(\min) = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho h - 0.0025)$$

$$\rho h(\min) = 0.0025 \dots\dots\dots (\text{ACI 11.10.9.4})$$

Center of rigidity for wall is given by:

$$I_y = \frac{b(h)^3}{12}$$

I=Moment of inertia.

b=Wall thickness.

h=Wall length.

(4.11.2) Calculation of loads :

$$W_{for\ one\ floor} = Dl * Area + Ll * Area * 0.25$$

$$W_{for\ one\ floor} = \left[\frac{0.557}{0.55} * 424.00 \right] + [0.22 * 420.00 * 0.25]$$

$$W_{for\ one\ floor} = 448.45ton.$$

$$W_{for\ all\ floor} = 1793.78ton.$$

$$W_{of\ column} = No.\ of\ column * h * A_g * \gamma_c$$

$$W_{of\ column} = 29 * 16.5 * (0.4 * 0.4 * 2.45)$$

$$W_{of\ column} = 187.57ton.$$

$$W_{total} = 187.57 + 1793.78 = 1981.35ton.$$

$$W_{ult.} = 1.4 * 1981.35 = 2773.89ton.$$

(4.11.3) Calculation of shear force on shear walls :

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

$$W = 2773.89 \text{ ton.}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75$$

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

$$T = 0.02(20/0.3048 \text{ ft})^{3/4} = 0.462$$

$$C = (1.25 \times 1) / (0.462^{2/3}) = 2.1 < 2.75$$

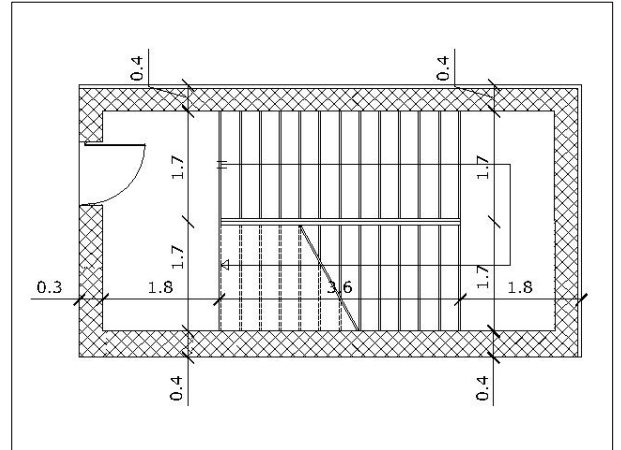
Select C=2.1.

$$V = (0.2 \times 1 \times 2.1 \times 2773.89) / 8 = 145.6 \text{ ton.}$$

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

$$F_t = 0.07TV.$$

$$F_t = 0.07 \times 0.462 \times 145.6 = 4.71 \text{ ton.}$$



Fig(55) main stairs shear wall.

| Floor level | h_i | w_i | $w_i h_i$ | F_x | Story shear |
|-------------|-------|------------------------|-----------|-------|-------------|
| 4 | 16 | 448.45 | 7174.4 | 54.65 | 54.65 |
| 3 | 12 | 495.34 | 5944.1 | 43.93 | 98.58 |
| 2 | 8 | 495.34 | 3962.7 | 29.28 | 127.86 |
| 1 | 4 | 495.34 | 1981.3 | 14.64 | 142.5 |
| | | $\sum_{i=1}^n w_i h_i$ | 19062.5 | | |

⇒ Moment of inertia calculations:

$$I_{y1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2 * (5)^3)}{12} * 4 = 8.33m^4$$

$$I_{y2} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2 * (4.85)^3)}{12} * 4 = 7.6m^4$$

for the first wall:

$$I_{x1'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2 * (4.3)^3)}{12} = 1.325m^4$$

$$I_{y1'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(4.3 * (0.2)^3)}{12} = 0.00287m^4$$

$$\Rightarrow \frac{I_{x1'} + I_{y1'}}{2} = \frac{1.325 + 0.00287}{2} = 0.664m^4$$

$$I_x = I_y = 0.664m^4$$

for the second wall:

$$I_{x2'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2 * (3.5)^3)}{12} = 0.7145m^4$$

$$I_{y2'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(3.5 * (0.2)^3)}{12} = 0.0023m^4$$

$$\Rightarrow \frac{I_{x2'} + I_{y2'}}{2} = \frac{0.7145 + 0.0023}{2} = 0.358m^4$$

$$I_x = I_y = 0.358m^4$$

$$0.664 * 2 = 1.328 m^4$$

$$0.358 * 2 = 0.717 m^4$$

$$\Sigma = 2.045m^4$$

$$\Sigma I_y = 2.045 + 8.33 + 7.6 = 17.975$$

$$\% I_1 = \frac{I_{y1}}{\Sigma I_y} = \frac{2.083}{17.975} = 0.116$$

$$\% I_2 = \frac{1.9}{17.975} = 0.106$$

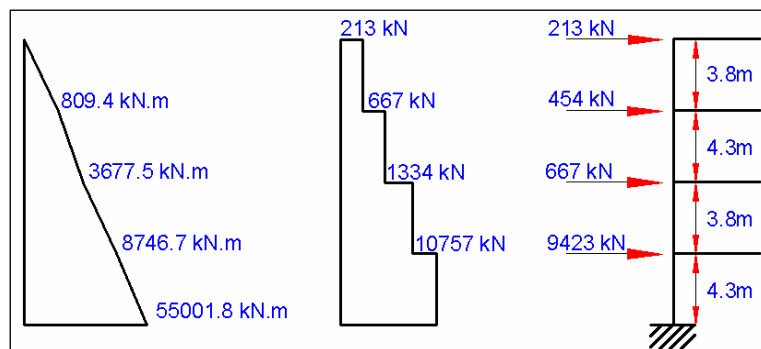
Ratio calculation for each wall:

$$\% F_x = 0.116 * 1835 = 213 \text{ kN}$$

$$\% F_x = 0.116 * 3913 = 454 \text{ kN}$$

$$\% F_x = 0.116 * 5748 = 667 \text{ kN}$$

$$\% F_x = 0.116 * 81236 = 9423 \text{ kN}$$



Fig(56) Moment & Shear Diagram for shear wall.

(4.11.4) Main stairs shears wall design :

Shear wall (A) design:

⇒ Horizontal reinforcement:

$$= 30 \text{ MPa. } f_c'$$

$$= 400 \text{ MPa. } f_y$$

$h = 20 \text{ cm.}$ Shear wall thickness.

$L_w = 5 \text{ m.}$ shear wall width

$h_w = 16.2 \text{ m.}$ Story height.

$$V_u = 1334 \text{ kN.}$$

$$V_n = 1334 / 0.85 = 1569.4 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 5 = 4 \text{ m.}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f'c'}}{6} \times h \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 200\text{mm} \times 4000\text{mm} = 730 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_{c1} \\ = 1569.4 - 730 = 839.4 \text{ kN.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{839.4\text{kN}}{400\text{N/mm}^2 * 4000\text{mm}} = 0.0005 \text{ m.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20\text{cm} = 0.0005 \text{ m} = 0.0005 \text{ m.}$$

$$S_2 = Lw/5 = 5\text{m}/5 = 1000 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 450 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58\text{cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 450 \text{ mm. OK}$$

$$\text{Use } \Phi 10 @ 30\text{cm C/C.}$$

⇒ Vertical reinforcement:

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw}) (\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$$

$$S_1 = 5 \text{ m} / 3 = 1670 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 450 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{16.2\text{m}}{5\text{m}}) (\frac{1.58\text{cm}^2}{40\text{cm} * 20\text{cm}} - 0.0025)] S_1 * h$$

$$A_{vn} = 0.00269 S_1 h.$$

$$\text{Use } 2 \Phi 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.00054 \text{ m} = 293 \text{ mm} < 450 \text{ mm}.$$

Use $\Phi 10 @ 25 \text{ cm C/C}$.

\Rightarrow Design of moment:

$$A_s = (L_w / S_1) * 2 * 113$$

$$A_s = (5 \text{ m} / 0.4 \text{ m}) * 2 * 113 = 0.002825 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \beta_1 * f_{c'} * L_w * h}{A_s * f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30 \text{ N/mm}^2 * 5 \text{ m} * 0.2 \text{ m}}{0.002825 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2}} = 0.047.$$

$$M_u = \Phi (0.5 * A_s * f_y * L_w (1 - \frac{Z}{L_w}))$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.002825 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 5 \text{ m} (1 - 0.047) = 2423 \text{ kN.m}.$$

$$M_u = 8746.7 - 2423 = 6324 \text{ kN.m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \Phi}{f_y (L_w - C_w)} = \frac{6.324 / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (5 \text{ m} - 0.6 \text{ m})} = 3992 \text{ mm}^2.$$

$$A_{st} = 3992 + 158 = 4150 \text{ mm}^2.$$

Use $6\Phi 32$.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

(5.1) النتائج

(5.2) التوصيات

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

(5.1) النتائج :

1- تم عمل دراسة تحليلية إنشائية للمجمع اشتملت على تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي المستخدم.

2- تم عمل كافة الحسابات اللازمة في عملية التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

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

4- تم تصميم المستشفى ليقاوم الزلازل, حيث تم حساب احمال جدران القص (Shear Wall) باستخدام كود (U.B.C).

5- تم تصميم الأساسات بناءً على قوة تحمل تربة مقدارها (4.0 kg/cm^2) , واستخدمت قواعد مربعة منعزلة تحت كل عمود, واستخدم الأساس المستمر أسفل جدران القص والجدران الخارجية.

6- تم استخدام برامج الحاسوب التالية:

1- Stadpro & Strap لتحليل وتصميم العناصر الإنشائية.

2- AutoCAD 2004 لرسم المخططات التنفيذية.

(5.2) التوصيات :

- 1- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- 2- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- 3- تم تصميم هذا المستشفى إنشائياً، ولكن يجب تصميمه كهربائياً وميكانيكياً حتى يكون متكاملًا.
- 4- نظراً لأن غالبية المشاريع لا يصمم فيها العزل الحراري، ونتيجة للدراسة الموضحة في البحث ينصح بعزل المباني حرارياً لتقليل كلفة تدفئتها وتبريدها.
- 5- إذا اختلفت قوة تحمل التربة عن (4.0 kg/cm^2) يجب إعادة تصميم الأساسات حسب القيمة الجديدة الناتجة عن الفحوصات المخبرية.
- 6- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-02).
2. TRAINING COURSE ON PRINCIPLES OF ENERGY EFFICIENT BUILDINGS (2004), ENGINEERS ASSOCIATION – JERUSALEM CENTER.
3. كودات البناء الوطني الأردني, كودة الأحمال والقوى, مجلس البناء الوطني الأردني, عمان, الأردن, 1990م.
4. عبد الله عقل و محمد دحيل, "تصميم عمارة سكنية" مشروع تخرج, جامعة بوليتيكنك فلسطين, الخليل, فلسطين, 2004.
5. كود البناء الفلسطيني للمباني الموفرة للطاقة.
6. الدليل الإرشادي لتصميم المباني الموفرة للطاقة, وزارة الحكم المحلي.
7. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.