

بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الادوار

فريق العمل

معتز تيسير دودين

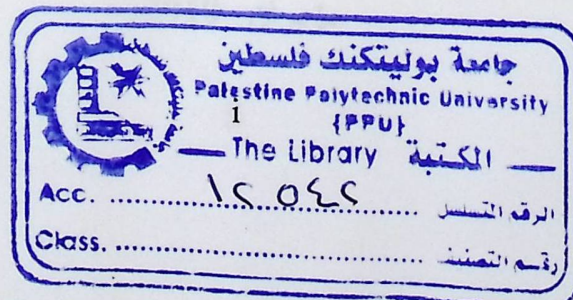
مؤنس فخري عمرو

إشراف

د. ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

كانون الأول- 2009





بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى سكني  
متعدد الأدوار

فريق العمل

معتز تيسير دودين

مؤنس فخري عمرو

إشراف

د. ماهر عمرو

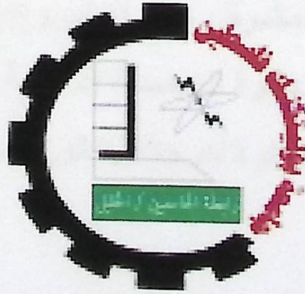
مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للتوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنيك فلسطين

فلسطين - الخليل

حزيران 2010م



بسم الله الرحمن الرحيم

## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل - فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى سكني  
متعدد الادوار

فريق العمل

معتز تيسير دودين

مؤنس فخري عمرو

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

توقيع رئيس الدائرة  
م. خليل كرامة

28/06/2010

توقيع المشرف  
د. ماهر عمرو

28/6/2010



بسم الله الرحمن الرحيم

## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل - فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى سكني  
متعدد الادوار

فريق العمل

معتز تيسير دودين

مؤنس فخري عمرو

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

توقيع رئيس الدائرة  
م. خليل كرامة

27/06/2010

توقيع المشرف  
د. ماهر عمرو

27/6/2010



بسم الله الرحمن الرحيم

## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل - فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى سكني  
متعدد الادوار

فريق العمل

معتز تيسير دودين

مؤنس فخري عمرو

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

توقيع رئيس الدائرة  
م. خليل كرامة

28/06/2010

توقيع المشرف  
د. ماهر عمرو

28/6/2010



## إهداء

إلى النبي الأمي الذي ملأ طباق الأرض علماً ونوراً ..  
إلى نور الهدى وسيد المرسلين .. يا من بالصلاة عليه تشفى القلوب وتطمئن الأفئدة  
عليه أفضل الصلاة والتسليم ..

أمي الحبيبة

يا حبنا الوحيد الذي يتباها طهارةً ويزهو شفاقية ..  
أسرار روحنا تطوق إلى مسامحك وضيق الحياة يدفعنا إلى سعة سمائك ..  
من بين شفقتك تشرق لدنيا روعة .. وتنمو على كفيك أشجار الزيتون ويزهو الرمان ..  
أيتها السيدة العظيمة يا من غمرتني حياتنا بعطر أنفاسك ورسمه لنا الطرق كما اعتدت ..

أبي الحبيب

قلب يشع بالعطاء وجبين ينافس الشمس شموخاً وكبرياء ..  
إليك أيها الصامد كجذع السنديان .. يا من سويت لنا الطريق وزينته بألوان الشرف والاستقامة ..  
علّ وصولنا يحو عنك ما تركته الأيام .. فتنثر السنابل التي زرعت وتعطي الأرض بعد طول انتظار ..  
إلى أصدقائي الغاليين

إلى من تحلو الأيام برفقتهم .. وأنسى همومي بصحبتهم ..  
جمعنا الله فرسمنا معاً ماضٍ مليء باللحظات التي لا تنسى .. وتشاركنا الهموم والأحزان ..  
عرفت معهم معنى الصداقة فكانوا لي ..... أغلى الحبايب ..

إلى الوطن الغالي

إلى حراس العقيدة والوطن إلى من بذلوا أرواحهم في سبيل عزة هذه الأمة ..  
إلى من بذلوا دمائهم لتبني أسطورة العز والفخر ..  
إلى أولئك الأسود الرابضة خلف القضبان ..

إلى كل هؤلاء ...

نهدي هذا البحث ...



# الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر لكل من :

الى من سهر الليالي من أجلنا مشرفنا العزيز ماهر عمرو ، الى عائلتنا الصغيرة ، آبائنا وأمهاتنا  
واخواننا..

لكلية الهندسة مني عرفاناً بالجميل ..

الى ينابيع العطاء التي لا تنضب من العلم و المعرفة "أساتذتنا الكرام" الذين كانوا المرفأ لسفنتنا  
والشمعة التي تحترق لتتير طريقنا ..

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

فريق البحث....



## خلاصة المشروع

### التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الادوار

#### فريق العمل

معتز تيسير دودين

مؤنس فخري عمرو

#### إشراف

د. ماهر عمرو

يتلخص هدف التصميم لمبنى متعدد الادوار في التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .  
لقد تم اختيار هذا المشروع لما يتمتع به من مزايا معمارية جمالية متنوعة مثل التراجعات و البروزات ، و كذلك يعد هذا المبنى مناسباً لان يكون مشروع تخرج لانه يحوي بداخله معظم العناصر الإنشائية التي تحتاج إلى معالجة إنشائية بشكل يحافظ على المتطلبات المعمارية للمبنى.

يتكون المشروع من ست طوابق مختلفة في المسقط و المساحة تقريبا و تختلف عن بعضها البعض بسبب التراجعات و البروزات ، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات مثل الشقق السكنية وكراجات السيارات وصالة متعددة الاستخدام وبئر ماء، و كل هذه الفعاليات موزعة معمارياً بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI-2002)، ولا بد من الإشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل STAAD, Autocad2007, Pro, Office2007, Prokon, Atir وغيرها في التحليل و التصميم و إنجاز المشروع .

والله ولي التوفيق



## Abstract

# Structural Design for MultiStory Residential Building

## Project Team

Munis F Amro

Motaz T Doudin

Palestine Polytechnic University

Supervisor  
DrMaher Amro

The main aim of this project is to prepare all of the required structural design all calculation and Structural drawing For MultiStory Building

This building consists of 6 floors and it contains several activities

The building is a reinforced concrete structure, and it will be designed according to the ACI – 2002 code

The project is composed of the structural analysis of member that satisfied to vertical and lateral loads and all of the structural drawing that required constructing the project and details for each member in the project



## فهرس المحتويات

### الصفحة

|     |                        |
|-----|------------------------|
| i   | صفحة العنوان           |
| ii  | الاهداء                |
| iii | الشكر والتقدير         |
| iv  | خلاصة المشروع          |
| v   | Abstract               |
| vi  | فهرس المحتويات         |
| x   | فهرس الاشكال والرسومات |
| xi  | فهرس الجداول           |
| xi  | List of table          |
| xii | List of Abbreviations  |

## الفصل الأول

### المقدمة

### الصفحة

|   |                            |
|---|----------------------------|
| 1 | 1.1 المقدمة                |
| 2 | 2.1 مشكلة البحث            |
| 3 | 3.1 الهدف من المشروع       |
| 4 | 1.4 أسباب إختيار المشروع   |
| 4 | 1.5 مراحل المشروع          |
| 5 | 1.7 نطاق المشروع           |
| 6 | 1.8 التوقيت الزمني للمشروع |



## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

| الصفحة |                                   |
|--------|-----------------------------------|
| 8      | 2.1 المقدمة                       |
| 9      | 2.2 موقع المشروع                  |
| 9      | 2.3 فكرة المشروع                  |
| 10     | 2.4 عناصر المشروع                 |
| 10     | 2.4.1 الموقع العام                |
| 11     | 2.4.3 محتويات المبنى حسب الأدوار  |
| 11     | 2.4.3.1 محتوى دور التسوية         |
| 12     | 2.4.3.2 محتوى الدور الارضي        |
| 13     | 2.4.3.3 محتوى الدور الاول المتكرر |
| 15     | 2.4.4 الواجهات                    |

## الفصل الثالث

### الوصف الإنشائي للمشروع

| الصفحة |                                            |
|--------|--------------------------------------------|
| 20     | 1.3 مقدمة                                  |
| 20     | 2.3 هدف التصميم الإنشائي                   |
| 20     | 3.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل |
| 21     | 3.3.1 الأحمال                              |
| 21     | 3.3.2 الأحمال الميتة                       |
| 22     | 3.3.3 الأحمال الحية                        |
| 23     | 3.3.4 الأحمال البيئية                      |
| 25     | 4.3 العناصر الإنشائية المستخدمة            |
| 25     | 1.4.3 العقدات                              |
| 25     | 1.1.4.3 العقدات المصمتة                    |
| 25     | 2.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد     |
| 26     | 3.1.4.3 عقدات العصب ذات الإتجاهين          |



|    |                              |       |
|----|------------------------------|-------|
| 27 | الجسور                       | 2.4.3 |
| 28 | الأعمدة                      | 3.4.3 |
| 28 | الجدران الحاملة (جدران القص) | 4.4.3 |
| 29 | فواصل التمدد                 | 5.4.3 |
| 29 | الأساسات                     | 6.4.3 |
| 30 | الأدراج                      | 7.4.3 |
| 31 | برامج الحاسوب المستخدمة      | 5.3   |

## Chapter Four

### Structural Analysis and Design

|                                    | Page |
|------------------------------------|------|
| 4.1 Introduction                   | 33   |
| 4.2 Rib Slab thickness calculation | 33   |
| 4.3 Load calculation               | 33   |
| 4.4 Design of topping              | 34   |
| 4.5 Design of rib 09               | 35   |
| 4.6 Design of beam B2              | 42   |
| esign of One-Way Solid Slab        | 52   |
| 4.9 Design of Stairs               | 53   |
| 4.10 Design of columns             | 58   |
| 4.10.1 Design of short column      | 58   |
| 4.10.2 Design of long column       | 60   |
| 4.11 Design of Basement wall       | 63   |
| 4.12 Design of strip footing       | 66   |
| 4.13 Design of Isolated footing    | 70   |
| 4.16 Design of Mat Foundation      | 76   |
| 4.15 Design of Shear Wall          | 84   |



## فهرس الجداول

| الجدول                                           | رقم الصفحة |
|--------------------------------------------------|------------|
| جدول (1-1) يبين الجدول الزمني لإعداد المشروع     | 6          |
| جدول (1-3) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة | 22         |
| جدول (2-3) يبين قيم الأحمال الحية في المبنى      | 23         |
| جدول (3-3) يبين قيمة أحمال الثلوج                | 25         |

## List of Tables

### Page Table

|                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------|----|
| Table 4.1 :calculation of the total dead load for one way rib | 37 |
| Table 4.2 :calculation of the total dead load for topping     | 38 |

## فهرس الأشكال والرسومات

| اسم الشكل                                   | رقم الصفحة |
|---------------------------------------------|------------|
| الشكل (1-1) يبين تسلسل مشكلة البحث          | 2          |
| الشكل (2-1) يبين تعداد السكان في مدينة دورا | 3          |
| الشكل (1-2) الموقع العام                    | 10         |
| الشكل (2-2) يبين فعاليات طابق التسوية       | 12         |
| الشكل (3-2) يبين فعاليات الطابق الارضي      | 13         |



|    |                                                     |
|----|-----------------------------------------------------|
| 14 | الشكل ( 2-4 ) يبين فعاليات الطابق الاول المتكرر     |
| 15 | الشكل ( 2-5 ) الواجهة الشرقية                       |
| 16 | الشكل ( 2-6 ) الواجهة الغربية                       |
| 17 | الشكل ( 2-7 ) الواجهة الشمالية                      |
| 18 | الشكل ( 2-8 ) الواجهة الجنوبية                      |
| 18 | الشكل ( 3-1 ) : صورة تبين الأحمال الميتة في المباني |
| 27 | الشكل ( 3-2 ) عقدات العصب في اتجاه واحد             |
| 27 | الشكل ( 3-3 ) عقدات العصب في اتجاهين                |
| 28 | الشكل ( 3-4 ) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة       |
| 29 | الشكل ( 3-5 ) أحد أشكال الأعمدة                     |
| 30 | الشكل ( 3-6 ) جدار القص                             |
| 31 | الشكل ( 3-7 ) شكل الأساس المنفرد                    |
| 32 | الشكل ( 3-8 ) شكل الدرج                             |
| 33 | الشكل ( 3-9 ) جدار استنادي                          |

## List of Figures

| Description                                       | page |
|---------------------------------------------------|------|
| Fig4.1 position of rib 09                         | 35   |
| Fig4.2 spans length of rib 09                     | 35   |
| Fig4.3 Moment and Shear diagram of rib 09         | 35   |
| Fig 4,4 Shear diagram of rib 09                   | 40   |
| Fig 4-5 : Position and Moment Diagram For beam B2 | 42   |
| Fig 4-6: Shear Diagram For beam B2                | 48   |
| Fig 4,7 solid slab                                | 52   |



|                                                    |    |
|----------------------------------------------------|----|
| Fig 4,8 Structural system of stairs at section A,A | 54 |
| Fig 4,9 Shear diagram of stairs                    | 55 |
| Fig 4.10 Moment diagram of stairs                  | 56 |
| Fig4,11 stairs details                             | 57 |
| Fig 4,12 position of short column                  | 58 |
| Fig4.13Detail OfShort Column                       | 60 |
| Fig 4, 14 position of long column                  | 60 |
| Fig4,15Detail Of long Column                       | 63 |
| Fig 4,16 position of basement wall                 | 63 |
| Fig.4.17:..Basement wall moment Diagram:           | 64 |
| Fig4,18 Detail of basement wall                    | 66 |
| Fig 4,19 position of strip footing                 | 66 |
| Fig 4,20Strip footing details                      | 70 |
| Fig 4,21 position of isolated footing              | 70 |
| Fig4.22Isolated footing details                    | 74 |
| Fig 4,23 position of mat foundation                | 76 |
| Fig 4-24: Moment Diagram                           | 76 |
| Fig 4-25Shear Diagram :                            | 77 |
| Fig 4-26: Moment Diagram                           | 79 |
| Fig 4-27: Shear Diagram                            | 82 |
| Fig4.28Mat footing details.                        | 82 |
| Fig 4,29 position of shear wall                    | 84 |
| Fig 4,30 Moment & Shear Diagram                    | 86 |
| Fig 4,31Details of shear wall                      | 88 |

### 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.
  - $D.L$  = 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.
- 
- $L.L$  = 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.
  - $\Phi$  = strength reduction factor



## الفصل الأول

### المقدمة

1

- 1.1 مقدمة عامة
- 1.2 مشكله البحث
- 1.3 الهدف من المشروع
- 1.4 أسباب اختيار المشروع
- 1.5 نطاق المشروع
- 1.6 موقع المشروع
- 1.7 مراحل المشروع
- 1.8 التوقيت الزمني للمشروع

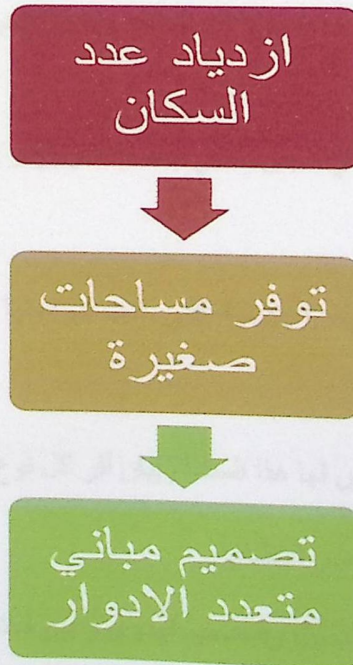


## 1.1 مقدمة عامة

بناء على ما ترسمه الشعوب لنفسها من خطط للتنمية والرقى في جميع المجالات والبحث المستمر عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لرقى هذه الشعوب ولأن هذا الشعب كان وما زال يستوقد هاماته ويستنهض هممه بالنهوض برغم ظروفه البائسة وقدره المحتوم بأن يكون شعب محتل مظلوم فقد كان لزاماً على هذا الشعب أن يكسر كل القيود ويذلل كل العقبات للوصول إلى هدفه المرسوم بالرقى والتقدم والتحرر من كل قيد وبناء فكره المستقل وحضارته وعلمه بسواعد أبنائه الذين قرروا أن يكونوا شموخاً بعلمهم وفكرهم .

## 1.2 مشكلة البحث :

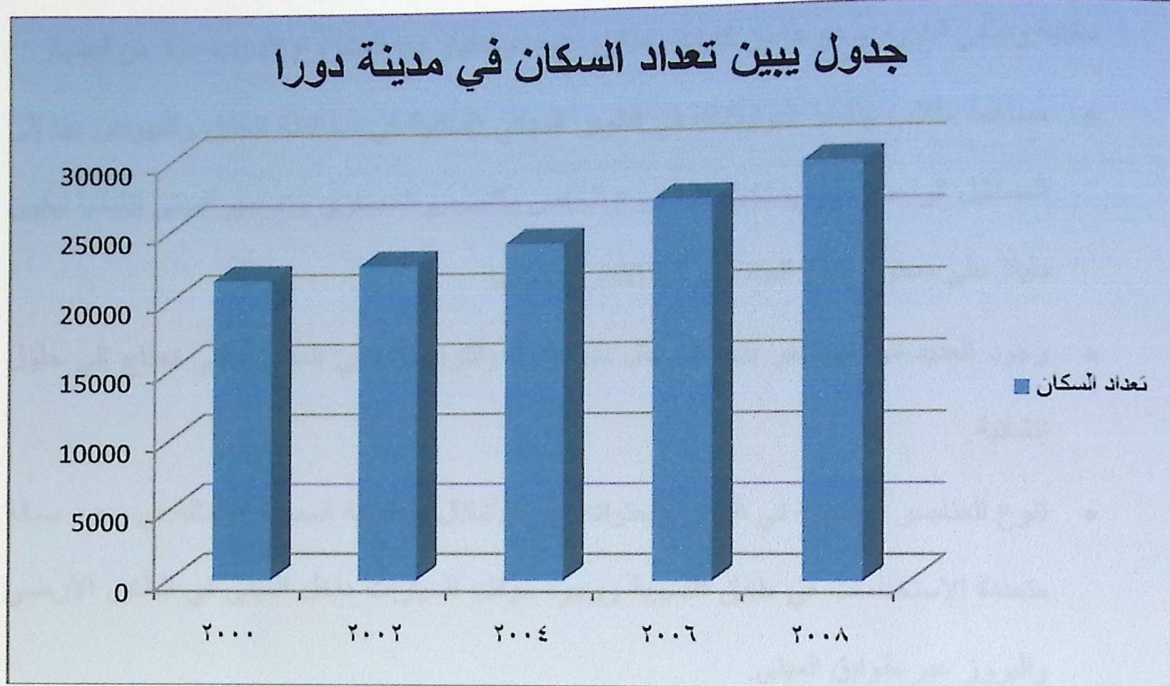
تكمن مشكلة البحث في الكثافة السكانية المرتفعة في منطقة وسط البلد حيث يبلغ عدد سكان مدينة دورا 28000 نسمة يتركز معظمهم في وسط مدينة دورا ذات المساحة القليلة وتتميز تلك المنطقة بأن معظم الأراضي المتوفرة مقام عليها مباني ولكن هذه المباني معظمها مباني تتكون من دورين أو ثلاث ادوار وان المباني متعددة الأدوار قليلة جدا.



الشكل (1-1) يبين تسلسل مشكلة البحث



يعتبر موقع المشروع في مركز مدينة دورا من المواقع الأكثر ازدهاراً في السكان وادى توفر الخدمات في هذه المنطقة الى ازدياد عدد السكان الناتج عن طريق الزيادة غير الطبيعية. والشكل التالي يوضح تعداد السكان في المدينة من سنة 2000 الى سنة 2008 .



الشكل (1-2) يبين تعداد السكان في مدينة دورا

### 1.3 الهدف من المشروع :

يهدف هذا المشروع التصميم الانشائي لمبنى سكني متعدد الطوابق و إعداد كافة المخططات التفصيلية لتحقيق

ما يلي:

- تطبيق المفاهيم و المبادئ الهندسية التي تمت دراستها في المساقات المختلفة من خلال هذا المشروع.
- تحديد الأحمال التي يتعرض لها هذا المنشأ وبيان أثر كل نوع من الأحمال.
- تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية.
- مقارنة مدى التطابق بين التحليل والتصميم اليدوي و بين استخدام البرامج .
- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.



#### 1.4 أسباب اختيار المشروع:

من خلال التعرف على العديد من المخططات المعمارية لمشاريع مختلفة من مجمعات تجارية ومجمعات سكنية ومباني اداريه وغيرها من كليات ومباني عامة تم اختيار هذا المشروع لأسباب عدة من أهمها:

- مساهمة طلاب جامعة البوليتكنك في تطوير المباني السكنية في محافظة الخليل والنهوض بها إلى المستقبل الواعد. حيث يستكمل المشروع الخاص بالتصميم المعماري وتصميم المبنى إنشائيا ليكون دليلا على مستوى طلبة الجامعة وثقة الادارة بطلابها.
- وجود العديد من المظاهر الجمالية مثل البروزات والتراجعات في المبنى والتي تحتاج إلى حلول إنشائية.
- تنوع العناصر الإنشائية في المبنى واحتوائه على الأشكال الهندسية المميزة المتمثلة في وجود صالة متعددة الاستخدامات في طابق التسوية ووجود موقف للسيارات داخل المبنى في الطابق الارضي والبروز عبر طوابق المبنى.
- القيام باعداد التصاميم مع الوفاء بتلبية حاجة سكان المبنى.

#### 1.5 مراحل المشروع:

يمكن تلخيص مراحل إعداد المشروع بالنقاط التالية:

1. دراسة المخططات المعمارية للمشروع.
2. دراسة تحليلية لهذا المنشأ يتم فيه تحديد الأحمال جميعها وتحديد النظام الإنشائي والعناصر الإنشائية المختلفة و من ثم تحديد الأحمال .
3. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
4. إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى.



## 1.6 نطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على:

- الفصل الأول : يتضمن مقدمة عامة عن المشروع .
- الفصل الثاني : يتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : يتضمن الوصف الإنشائي للمشروع.
- الفصل الرابع : يتضمن تحليل وتصميم العناصر الإنشائية
- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.
- الفصل السادس : المخططات المعمارية و الإنشائية.



1.7 التوقيت الزمني للمشروع:

| الأسبوع | الأنشطة                  |
|---------|--------------------------|
| 1       | اختبار المشروع           |
| 2       | دراسة المخططات المعمارية |
| 3       | توزيع الأحماد            |
| 4       | دراسة العنصر الهندسي     |
| 5       | التحليل الإنشائي         |
| 6       | التصميم الإنشائي         |
| 7       | إعداد المخططات           |
| 8       | كتابة المشروع            |
| 9       | عرض المشروع              |
| 10      |                          |
| 11      |                          |
| 12      |                          |
| 13      |                          |
| 14      |                          |
| 15      |                          |
| 16      |                          |
| 17      |                          |
| 18      |                          |
| 19      |                          |
| 20      |                          |
| 21      |                          |
| 22      |                          |
| 23      |                          |
| 24      |                          |
| 25      |                          |
| 26      |                          |
| 27      |                          |
| 28      |                          |
| 29      |                          |
| 30      |                          |

الجدول ( 1-1 ) : جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير إلى موعد تسليم مقدمة المشروع في الأسبوع الرابع عشر .

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير إلى موعد تسليم المشروع في الأسبوع الثلاثون



بسم الله الرحمن الرحيم

## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

2

#### 2.1 مقدمة.

#### 2.2 موقع المشروع.

#### 2.3 فكرة المشروع.

#### 2.4 عناصر المشروع.

##### 2.4.1 الموقع العام

##### 2.4.2 البناء الهرمي

##### 2.4.3 محتوى المبنى حسب الأدوار

##### 2.4.3.1 محتوى الطابق الأرضي

##### 2.4.3.2 محتوى الطابق الأول

##### 2.4.4 الواجهات



## 2.1 مقدمة :

إن الوصف المعماري لأي مبنى يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ من أجلها. ومن أهم ميزات المباني السكنية توفير الراحة لدى مستخدمي هذا المبنى بالإضافة الى توفير عدد من الملحقات و الخدمات الاساسية مثل توفير مواقف السيارات لكافة مستخدمي المبنى و من الميزات كذلك وجود قاعات متعددة الأغراض بمساحات كبيرة نسبيا وبدون أعمدة داخلية, وهي بحاجة لإضاءة وتهوية بقدر كافي .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية و الناحية الإنشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الإنتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها، وذلك اعتمادا على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الاحمال على الأساسات التي تنقل الحمل بشكل كامل إلى التربة.



## 2.2 موقع المشروع :

تقع قطعة الأرض التي سيقام عليها المبنى السكني متعدد الأدوار في وسط مدينة دورا من جهة مدينة الخليل حيث يتم الوصول إليها من الشارع الرئيسي الواصل بين مدينة دورا و مدينة الخليل، ويحد قطعة الأرض من الجهة الشمالية الغربية مبنى جامعة القدس المفتوحة ، ومن الشمال و الشرق مجمع المدارس ، ومن الجنوب الشرقي الشارع الفرعي الذي يصل مجمع المدارس ، ويحدها من الجهة الجنوبية و الغربية مجمع بلدية دورا و مبنى البلدية.

## 2.3 فكرة المشروع :

تكمن فكرة المشروع في الحاجة الى مباني متعددة الادوار في هذه المنطقة حيث انها تتميز المباني متعددة الادوار وايضا وضع المبنى في وسط المدينة بالقرب من الخدمات في المدينة والتي تتمثل في المدارس والحديقة العامة ومجمع السيارات وربط المبنى بطبوغرافية الأرض بحيث ظهر استخدام المصمم للغة الكتل والتي تتصل مع بعضها البعض بزوايا أغلبها قوائم للدلالة على الجدية المطلقة بالإضافة إلى الرهبة والإتزان.

تتلخص فكرة المشروع في رغبة المصمم في أن يجد حلا لمشكلة الاسكان في وسط المدينة بالإضافة الى ان عبارة عن كتلة بسيطة (مربعات) بحيث قام المصمم بإضافة بعض الكتل وتفريغ بعض الكتل، بهدف الحصول على منظر جمال رائع.

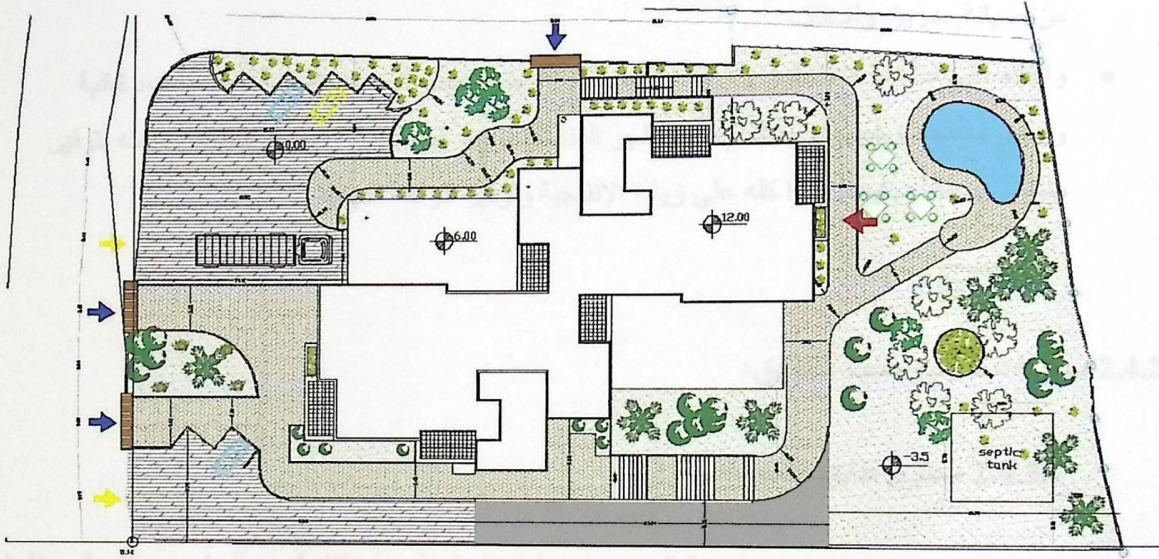
## 2.4 عناصر المشروع :

يتكون البناء من أربعة طوابق من ضمنها الطابق الأرضي والشكل الهرمي، يمكن تفصيلها على النحو

التالي:



#### 2.4.1 الموقع العام:



الشكل (1-2) الموقع العام.

ويظهر فيه ما يلي :

- اللون الازرق : مداخل سكان المبنى الى الادراج المزعه على الطوابق الاربع وقد تم اختيار المداخل بحيث يتم فيه مراعاة سهولة الحركة الافقيه و العاموديه ومراعاة سهولة الوصول إليها.
- اللون الاحمر : مدخل مستخدمي الصاله متعددة الاستخدامات حيث تمت مراعاة بعد مدخل الصاله عن مدخل سكان المبنى و مداخل السيارات .



- اللون الاصفر: يبين مواقف السيارات للضيوف و سكان المبنى والممر إلى القاعة متعددة الأغراض وعدم حدوث تضارب بين حركة كل من سكان المبنى والضيوف وذلك لتجنب إدخال الضيوف إلى المبنى قبل دخولهم إلى القاعة متعددة الأغراض.
- وكذلك يظهر في الموقع العام ممر الحركة والذي يحيط المبنى بشكل كامل للمساعدة في الحالات الطارئة من صيانة, حريق واسعاف.
- والبناء على مساحة لا تتجاوز 35 % من مساحة الأرض بحيث تتوفر مواقف سيارات بأعداد كافية وتوفير مساحات خضراء وذلك لإضفاء الجو المناسب لرواد هذا المبنى واحترام العاملين داخله بتوفير مناظر جميلة لهم ليعمل هذا كله على زيادة الإنتاجية وتوفير الراحة النفسية.

## 2.4.2 محتويات المبنى حسب الطوابق:

### 2.4.3.1 محتوى طابق التسوية:

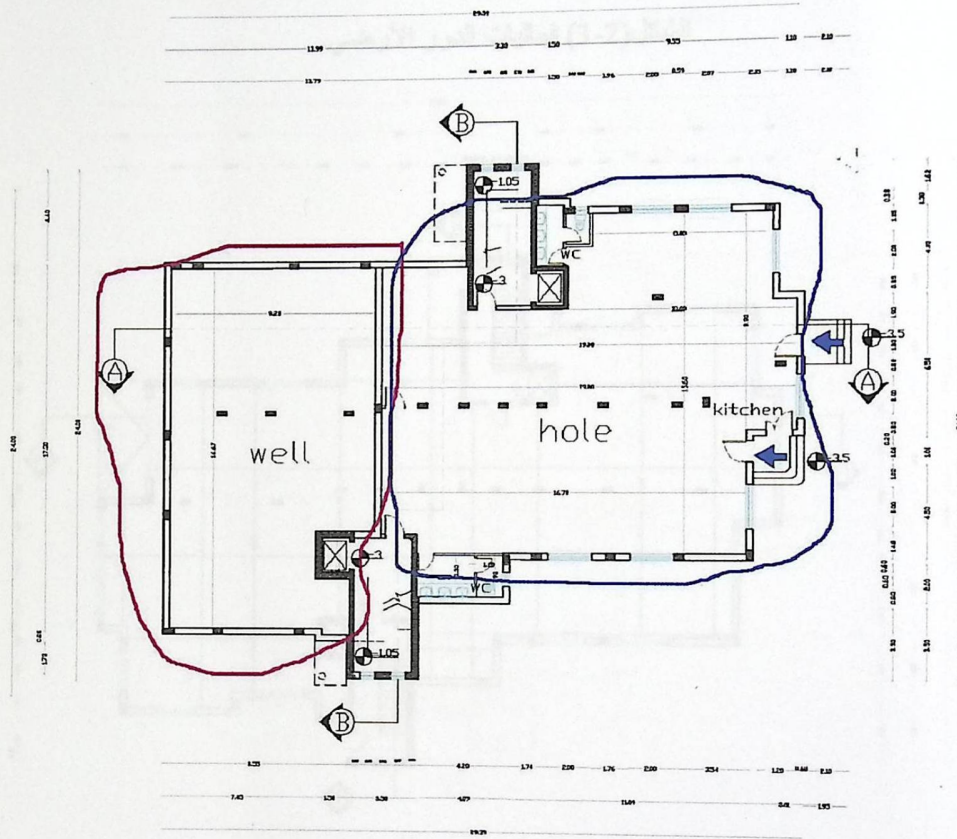
تم وضع قاعة متعددة الاستخدام في تسوية المبنى ولوحظ انه تم فصل هذه القاعة عن المبنى من ناحية مدخلها الرئيسي بالإضافة انه تم ربط المبنى بهذه القاعة عن طريق الادراج .  
ويوجد في هذا الدور ايضا بئر ماء للاستخدام لسكان المبنى السكني بحيث يكون البئر خلف القاعة.

ومساحات هذا الطابق كما يلي:

- القاعة متعددة الاستخدام (المساحة=300متر مربع).
- بئر الماء (المساحة=150متر مربع).



الشكل (2-2) فعاليات طابق التسوية



اللون الازرق: يظهر فيه القاعة متعددة الاستخدام .

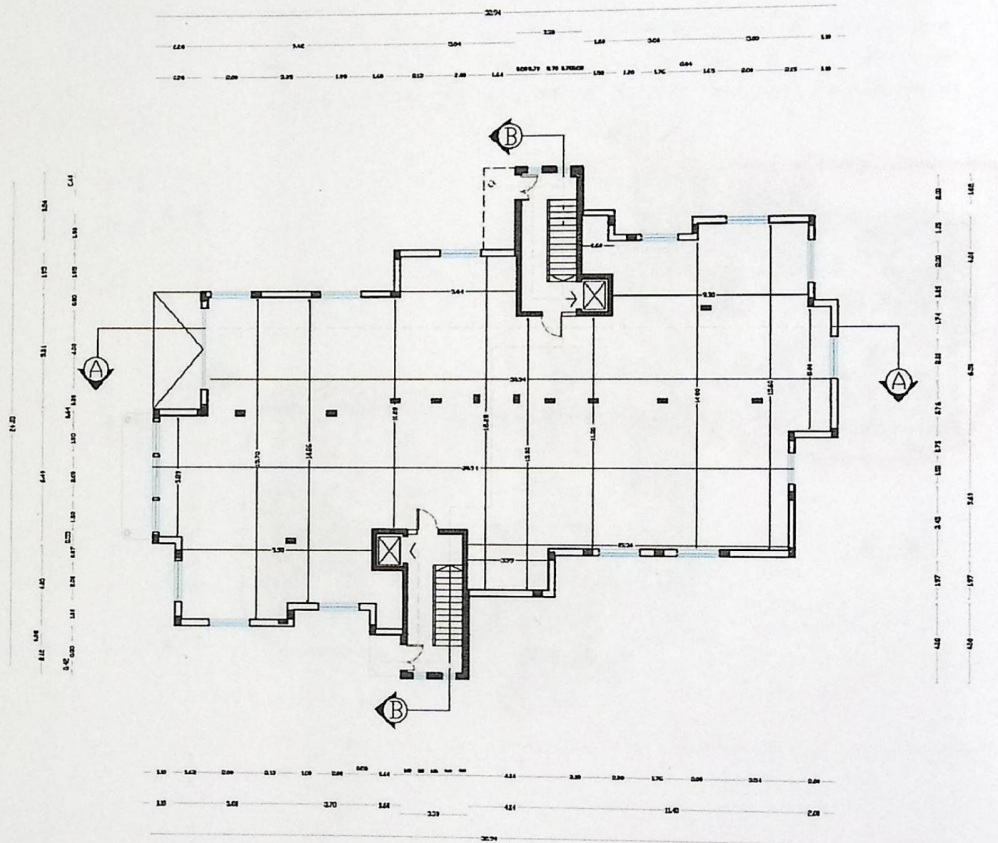
اللون الاحمر: الذي يظهر فيه بئر الماء .



### 2.4.3.2 محتوى الطابق الارضي:

تم وضع موقف السيارات في هذا الطابق.

الشكل (2-3) فعاليات الدور الأرضي



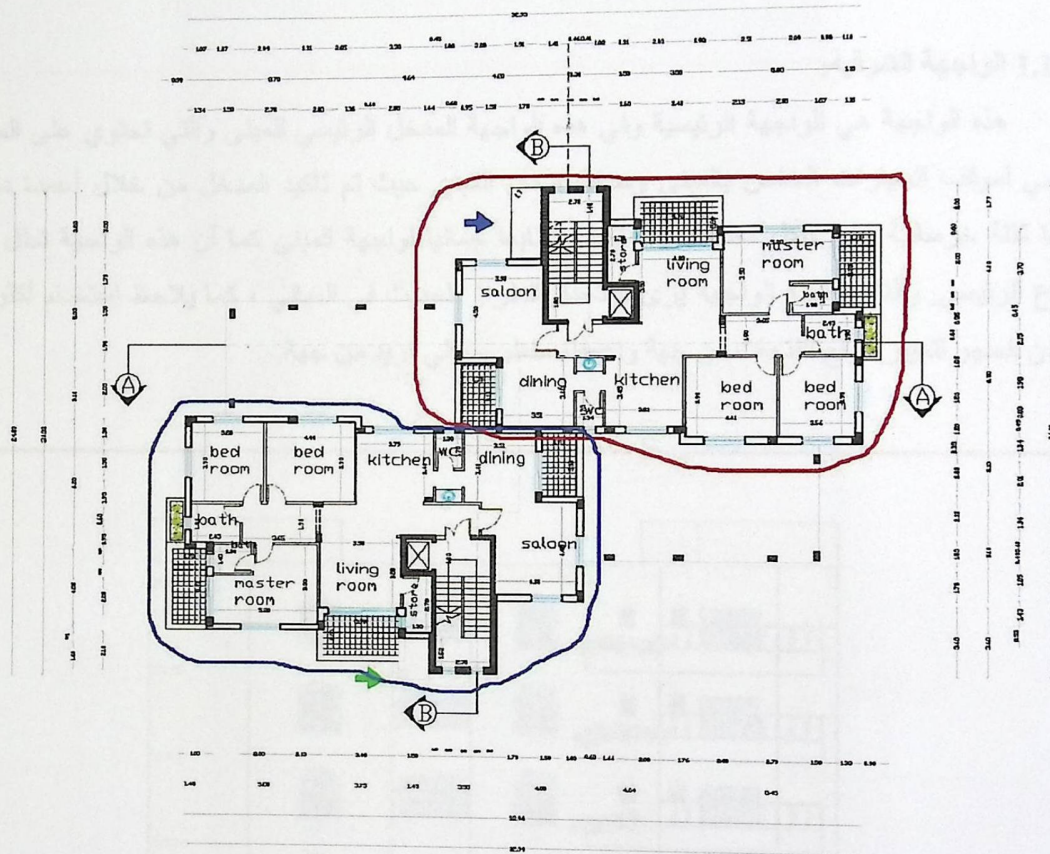
ومساحات هذه الفعالية كما يلي:

- موقف السيارات (520 متر مربع)



2.4.3.3 محتوى الطابق الاول:  
يوجد في هذا الطابق شقتين متماثلتين وهذا الدور المتكرر في المبنى .

الشكل (4-2) فعاليات الدور الاول



يحتوي هذا الطابق على:

اللون الأحمر: الشقة الاولى.

اللون الأزرق: الشقة الثانية.

وقد كانت المساحات لهذه الفعاليات كما يلي:

• مساحة الشقة الواحدة (المساحة = 220 متر مربع).

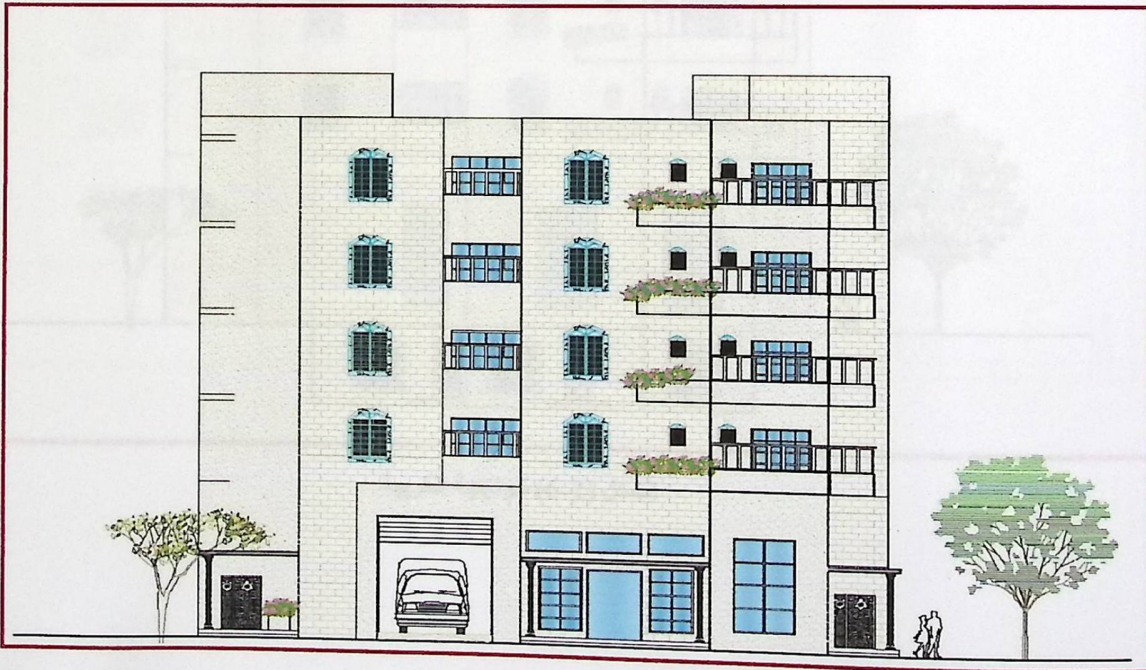


#### 2.4.4 الواجهات: 1.7.2 وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود التماثل في الكتل .

#### 1.1.7.2 الواجهة الشرقية:

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى والتي تحتوي على المدخل الرئيسي لموقف السيارات الخاص بالمبنى ومدخل سكان المبنى حيث تم تأكيد المدخل من خلال أعمدة دائرية تعلوها كتلة خرسانية على شكل مظلة بحيث تعطي طابعا جماليا لواجهة المبنى كما أن هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي. والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني ، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة.



الشكل (5-2) الواجهة الشرقية



### 2.1.7.2 الواجهة الغربية:

تحتوي هذه الواجهة على المدخل الخاص بالصالة المتعددة الاستخدام فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى.



الشكل (2-6) الواجهة الغربية



### 3.1.7.2 الواجهة الشمالية:

يظهر في هذه الواجهة اختلاف منسوب الارض التي سوف يقام عليها المبنى وايضا مدخل فرعي لسكان المبنى في المنسوب المرتفع ومدخل اخر للصالة في المنسوب المنخفض بفرق ثلاثة امتار وهو ارتفاع الصالة ويظهر التماثل في فتحات الشبابيك للواجهة.



الشكل (2-7) الواجهة الشمالية



#### 4.1.7.2 الواجهة الجنوبية:

هذه الواجهة متمثل كليا بالواجهة الشمالية ويظهر في هذه الواجهة اختلاف منسوب الارض التي سوف يقام عليها المبنى وايضا مدخل فرعي لسكان المبنى في المنسوب المرتفع ومدخل اخر للصالة في المنسوب المنخفض بفرق ثلاثة امتار وهو ارتفاع الصالة ويظهر التماثل في فتحات الشبايك للواجهة.



الشكل (8-2) الواجهة جنوبية



## الفصل الثالث

### الوصف الإنشائي للمشروع

3

- 3.1 مقدمة
- 3.2 هدف التصميم الإنشائي
- 3.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
  - 3.3.1 الأحمال
  - 3.3.2 الأحمال الميتة
  - 3.3.3 الأحمال الحية
  - 3.3.4 الأحمال البيئية
- 3.4 العناصر الإنشائية المستخدمة
  - 3.4.1 العقدات
    - 3.4.1.1 العقدات المصمتة
    - 3.4.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
    - 3.4.1.3 عقدات العصب ذات الإتجاهين
  - 3.4.2 الجسور
  - 3.4.3 الأعمدة
  - 3.4.4 الجدران الحاملة (جدران القص)
  - 3.4.5 فواصل التمدد
  - 3.4.6 الأساسات
  - 3.4.7 الأندراج
  - 3.4.8 الجدران الإستنادية
- 3.5 برامج الحاسوب المستخدمة



### 3.1 مقدمة:

التصميم الإنشائي يجب يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

### 3.2 هدف التصميم الإنشائي :

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من مختلف الاحمال من زلازل, رياح, ثلوج, وهبوط التربة. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- عامل الأمان ( Safety Factor ): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تحديد الهبوط (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- المتطلبات المعمارية المختلفة.

### 3.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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



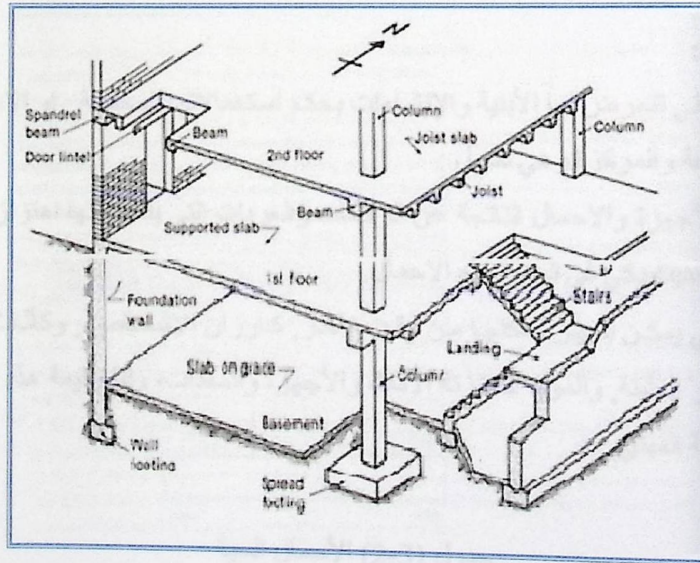
### 3.3.1 الأحمال:

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال:

الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

### 3.3.2 الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي مبينة في جدول رقم (1-3) اعتمادا على الكود الاردني للأحمال:



الشكل (1-3): صورة تبين الأحمال الميتة في المباني .



جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

| الرقم المتسلسل | المادة المستخدمة | الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> ) |
|----------------|------------------|----------------------------------------|
| 1              | المونة والبلاط   | 22                                     |
| 2              | الخرسانة         | 25                                     |
| 3              | الطوب            | 9                                      |
| 4              | القضارة          | 22                                     |
| 5              | الرمل            | 16                                     |

### 3.3.3 الأحمال الحية :

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او الاستعمال الجزئي , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة وهي تشمل :

الأحمال الديناميكية , كالأجهزة والاحمال الناتجة عن الرافعات والعربات التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ بشرط ان يؤخذ العامل الديناميكي في تحديد هذه الاحمال.

الأحمال الساكنة , والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر , كاوزان الاشخاص , وكأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة , والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات , وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى.

جدول (2-3) الأحمال الحية

| الرقم المتسلسل | طبيعة الاستخدام | الحمل الحي (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------|-----------------|---------------------------------|
| 1              | مواقف السيارات  | 5.0                             |
| 2              | المباني السكنية | 2.5                             |
| 3              | الأدراج         | 5.0                             |



### 3.3.4 الأحمال البيئية:

هي نوع ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:  
1. الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوة أفقية وعمودية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتماداً على سرعة الرياح القصوى وارتفاع المبنى عن سطح البحر و شكل المبنى في المقطع والمسقط الأفقي اعتماد على الكود الأردني في تحديد احمال الرياح الأفقية , وتم تحديد هذه الاحمال :

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

$$V_z = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

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

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

S<sub>1</sub> : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم 13 من الكود الأردني .

S<sub>2</sub> : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 14 من الكود الأردني.

S<sub>3</sub>: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 15 من الكود الأردني .

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

$$S_1: 1.0$$

$$S_2: 0.96$$

$$S_3 : 1.0$$

$$V: 35 \text{ (m/s)} \dots\dots\dots 4/5/3-b$$

$$\Rightarrow V_z = 35 \cdot 1.0 \cdot 0.96 \cdot 1.0 = 33.6 \text{ (m/s)}$$

$$\Rightarrow Q = 0.613 \cdot (33.6)^2 = 692.05 \text{ N/m}^2 = 0.692 \text{ KN/m}^2$$

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



## 2. الثلوج:

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

- الوزن النوعي للثلج.
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

| أحمال الثلوج<br>(KN /M <sup>2</sup> ) | علو المنشأ عن سطح الأرض (H)<br>(بالمتر ) |
|---------------------------------------|------------------------------------------|
| 0                                     | H < 250                                  |
| (h-250) /1000                         | 500 > h > 250                            |
| (h-400) / 400                         | 1500 > h > 500                           |
| (h – 812.5)/ 250                      | 2500 > h > 1500                          |

## 3. الزلازل :

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وتؤثر بشكل رئيسي بالاتجاه الأفقي , ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود 97 - UBC.



### 3.4 العناصر الإنشائية:

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للتشغيل ، ومن أهم هذه العناصر ، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها .

#### 3.4.1 العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات .  
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

و تقسم البلاطات المفرغة إلى نوعين :

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

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

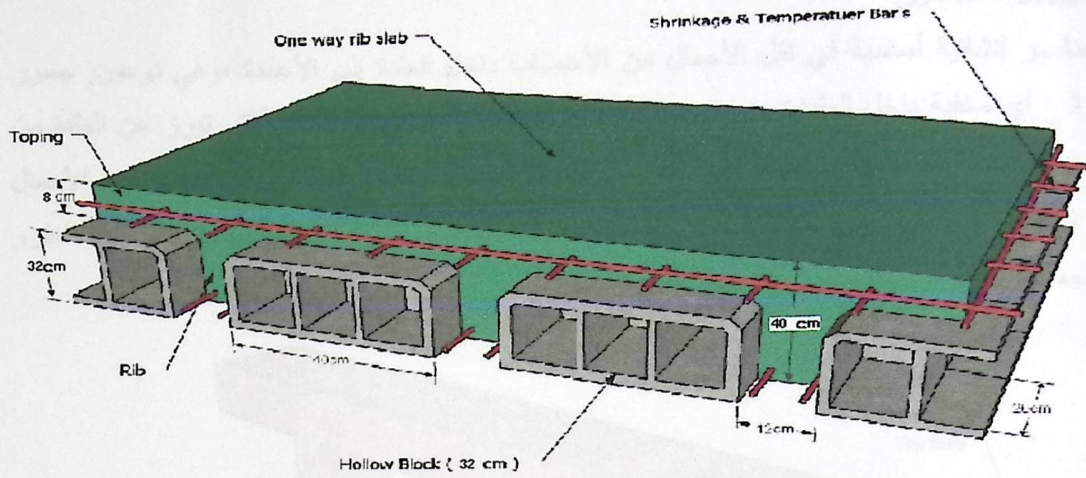
#### 3.4.1.1 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

#### 3.4.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة من 5 م إلى 7 م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.

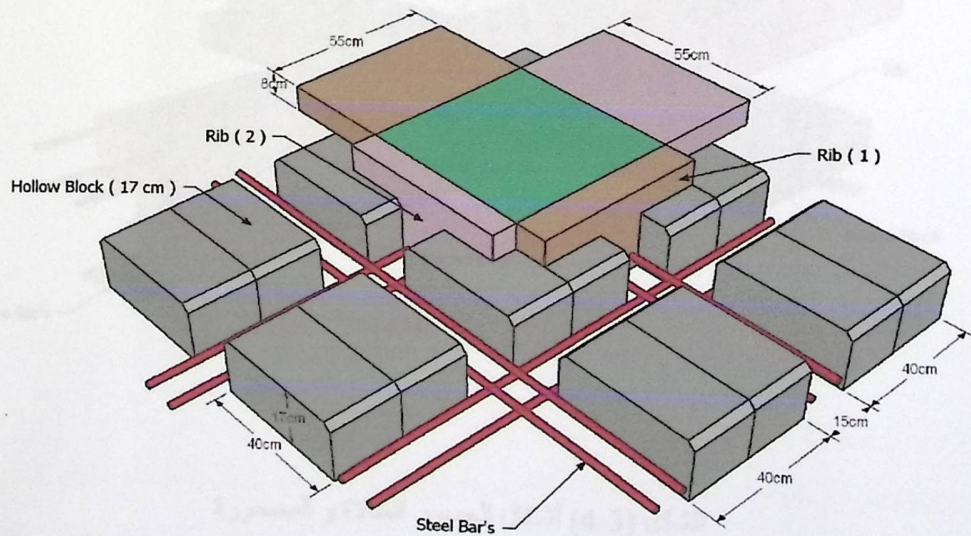




الشكل رقم (2-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

### 3.4.1.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

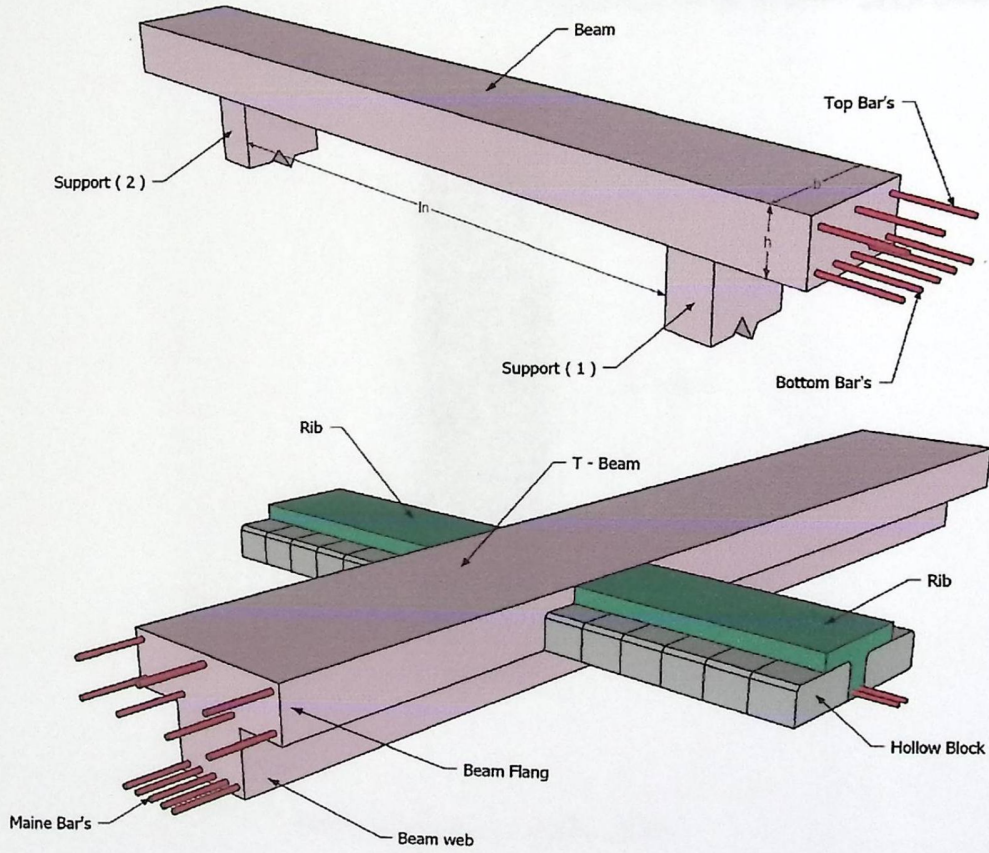


الشكل رقم (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.



### 3.4.2 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة \_ أي مخفية داخل العقدات \_ والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلا عن الأحمال الكبيرة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة سيكون منها جسور مدلاة (Drop beams). ومن المقرر تصميم جسور مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب الكبيرة إليها.

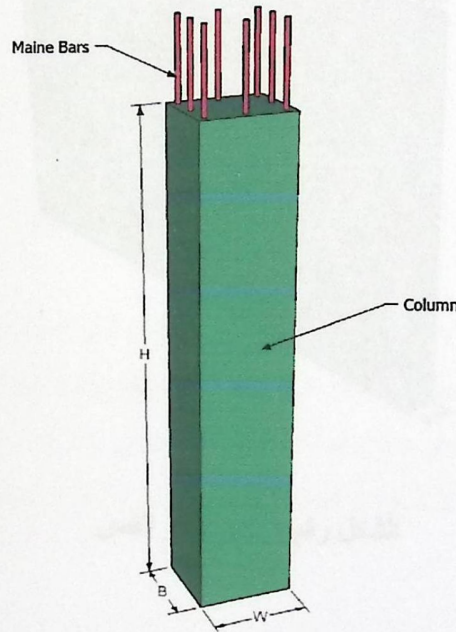


الشكل (4-3) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة



### 3.4.3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الطول؛ فهناك الأعمدة الطويلة التي قد يصل طول الواحد منها 5.5 م، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة، ومن حيث طبيعتها؛ فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر الطبيعي، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (3-4) عدد من مقاطع الأعمدة.



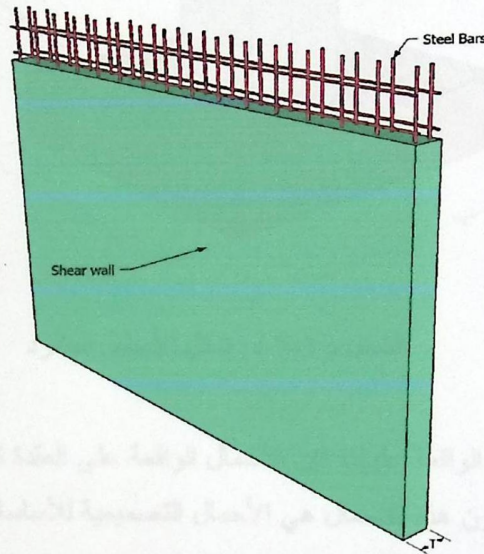
الشكل رقم (3-5): أحد أشكال الأعمدة.

### 3.4.4 الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها



بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل رقم (3-6): جدار القص.

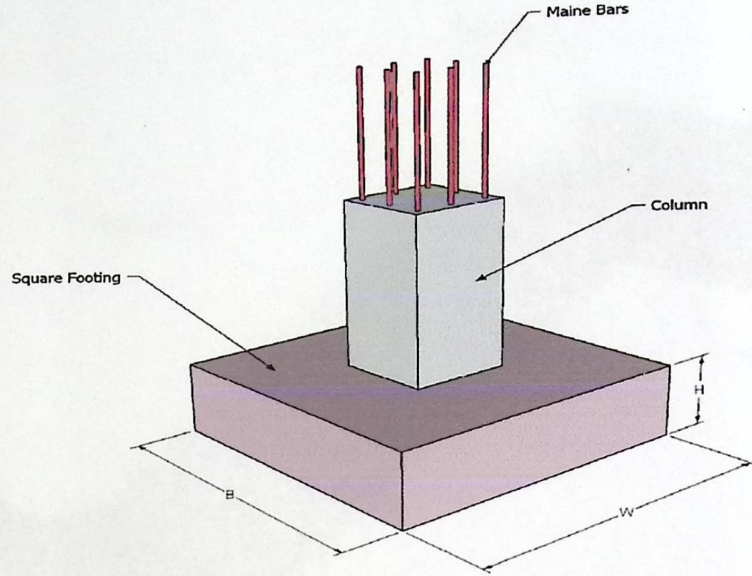
#### 3.4.5 فواصل التمدد:

تتخذ في المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة فواصل تمدد حراري لتفادي حصول شقوق خرسانية ذات أبعاد كبيرة بسبب تفاوت تمدد العناصر المختلفة. أبعاد المبنى المصمم تبلغ 36م وهذه القيمة لا تتطلب عمل فواصل تمدد .

#### 3.4.6 الأساسات:

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





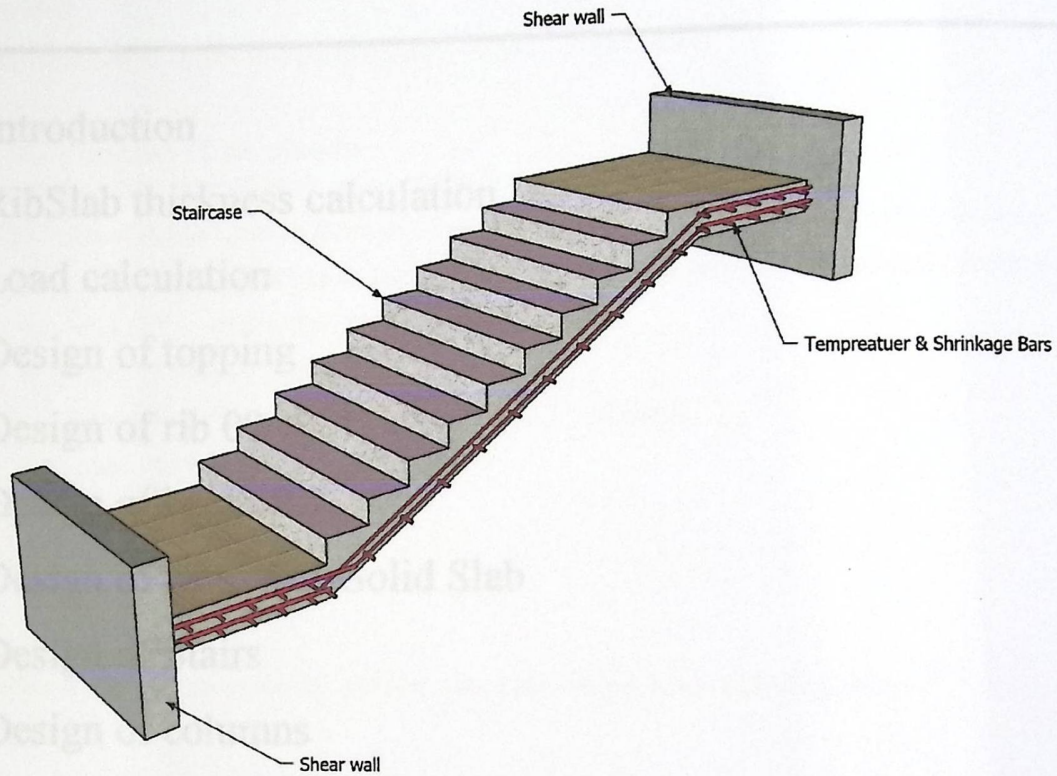
الشكل ( 7-3 ) : شكل الأساس المنفرد

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 و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

#### 3.4.7 الأدرج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع. والشكل (7-3) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه.





الشكل رقم (3-8): شكل الدرج .

### 3.5 برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

1. AUTOCAD2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2. Sketch up5: برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
3. STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
4. ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5. Prokon: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
6. (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.



## Chapter Four

### Structural Analysis and Design

# 4

---

#### 4.1 Introduction

#### 4.2 Rib Slab thickness calculation

#### 4.3 Load calculation

#### 4.4 Design of topping

#### 4.5 Design of rib 09

#### 4.6 Design of beam B2

#### 4.7 Design of One-Way Solid Slab

#### 4.8 Design of Stairs

#### 4.9 Design of columns

#### 4.9.1 Design of short column

#### 4.9.2 Design of long column

#### 4.10 Design of Basement wall

#### 4.11 Design of strip footing

#### 4.12 Design of Isolated footing

#### 4.13 Design of Mat Foundation

#### 4.14 Design of Shear Wall



#### 4.1 Introduction

In this chapter, it will be shown the procedure of design several structural members of the project, the steps that followed to design the Ribs, beams and other structural items.

So, this chapter will contain a sample calculation related to items which are different contains in this project.

All of these members will be designed according to (ACI – code-2002)

#### 4.2 Slab Thickness Calculation

There are two main types of loads acting on the structure:-

The thickness of the slab will be determined according to (ACI – Code -2002), according to code, the minimum thickness of the slab of non -pre-stressed beams or one way slabs is calculated as follow:-

$$h_{\min} = L_n / 21 = 5.45/21 = 0.259\text{m} = 25.9\text{cm}$$

$$h_{\min} = L_n / 18.5 = 5.45/18.5 = 0.29\text{m} = 29\text{cm}$$

$$h_{\min} = L_n / 16 = 5.25/16 = 0.34\text{m} = 34\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$h \text{ for slab} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{topping} = 8\text{cm}$$

$$\text{block} = 27 \text{ cm}$$

#### 4.3 Load Calculation :

Calculation of the total dead load for one way ribbed slab shown in the following table:

Table 4.1: calculation of the total dead load for one way rib

| No | Parts of Rib      | Calculation                  | Result | Unit |
|----|-------------------|------------------------------|--------|------|
| 1. | Rib               | $0.12 \times 0.27 \times 25$ | 0.81   | kN/m |
| 2. | Top Slab          | $0.08 \times 0.52 \times 25$ | 1.04   | kN/m |
| 3. | Plaster           | $0.03 \times 0.52 \times 22$ | 0.3432 | kN/m |
| 4. | Traditional Block | $0.4 \times 0.27 \times 9$   | 0.972  | kN/m |
| 5. | Sand Fill         | $0.1 \times 0.52 \times 16$  | 0.853  | kN/m |
| 6. | Tilemortar        | $0.03 \times 0.52 \times 22$ | 0.3432 | kN/m |
| 7. | tile              | $0.03 \times 0.52 \times 22$ | 0.3432 | kN/m |
| 8. | partition         | $1.25 \times 0.52$           | 0.65   | kN/m |
|    |                   |                              | 5.3544 | kN/m |

$$\text{Total dead load} = 5.35/0.52 = 10.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{L.L} = 2.0 \times 0.52 = 1.04 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Factored D.L} = 1.2 \times 5.35 = 6.42 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Factored L.L} = 1.6 \times 1.04 = 1.66 \text{ kN/m.}$$



#### 4.4 Design of Topping

The load calculation for the topping is as in the following table:  
Table 4.2: calculation of the total dead load for topping

| No | Parts of Rib      | Calculation      | Result | Unit            |
|----|-------------------|------------------|--------|-----------------|
| 1. | Topping           | $0.08 \times 25$ | 2      | $\text{kN/m}^2$ |
| 2. | Plaster           | $0.02 \times 22$ | 0.44   | $\text{kN/m}^2$ |
| 3. | Traditional Block | $0.27 \times 9$  | 2.43   | $\text{kN/m}^2$ |
| 4. | Tiles             | $0.03 \times 22$ | 0.66   | $\text{kN/m}^2$ |
| 5. | Sand Fill         | $0.1 \times 16$  | 1.6    | $\text{kN/m}^2$ |
| 7. | Tile mortar       | $0.03 \times 22$ | 0.66   | $\text{kN/m}^2$ |
| 8. | partition         | 1.25             | 1.25   | $\text{kN/m}^2$ |
|    |                   |                  | 8.98   | $\text{kN/m}^2$ |

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

$$q_u = 1.2 \times 8.98 + 1.6 \times 2.0 = 13.98 \text{ kN/m}^2$$

For 1m strip

$$q_u = 13.98 \times 1 = 13.98 \text{ kN/m}$$

Assume slab fixed at supported points )ribs:(

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{13.98 \times 0.4^2}{12} = 0.187 \text{ KN.m.}$$

$$f_c' = 0.8 \times 30 = 24 \text{ Mpa}$$

$$M_n = 0.42 \sqrt{f_c'} \times \frac{b h^2}{6}$$

$$= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1.0 \times 0.08^2}{6} = 2.2 \text{ KN.m.}$$

$$\phi \times M_n = 0.55 \times 2.2 = 1.21 \text{ KN.m.}$$

$$\phi \times M_n = 1.21 > M_u = 0.187 \text{ KN.m.}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / 1\text{m.}$$

Use 1Φ10/25 cm )4Φ10/1m(, with  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  in both directions.



#### 4.5 Design of Rib:09

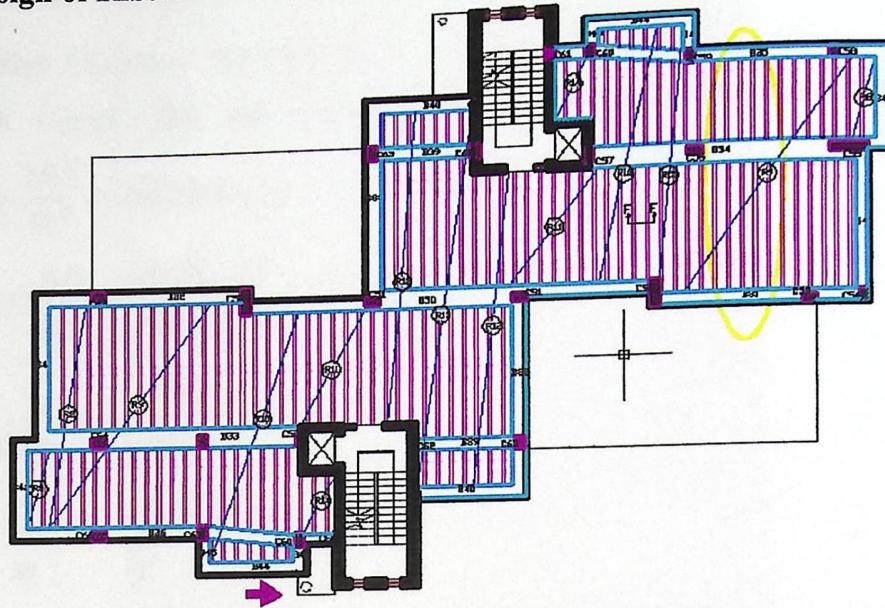


Fig4.1 position of rib09

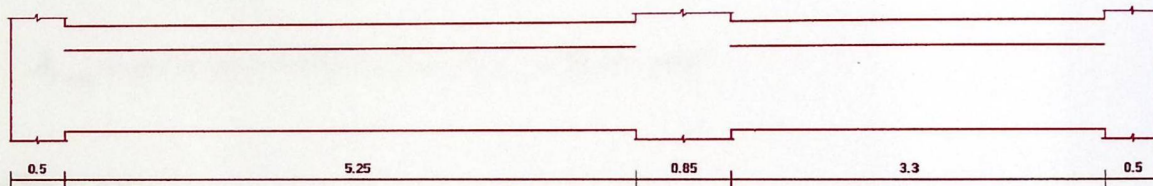


Fig4.2 spans length of rib 09

Loads on the rib :

Factored Live load =  $6.42 \text{ KN/m}$

Factored Dead load =  $1.66 \text{ KN/m}$

By using ATIR program we get the envelope moment diagram as shown in figure 4.2 below :

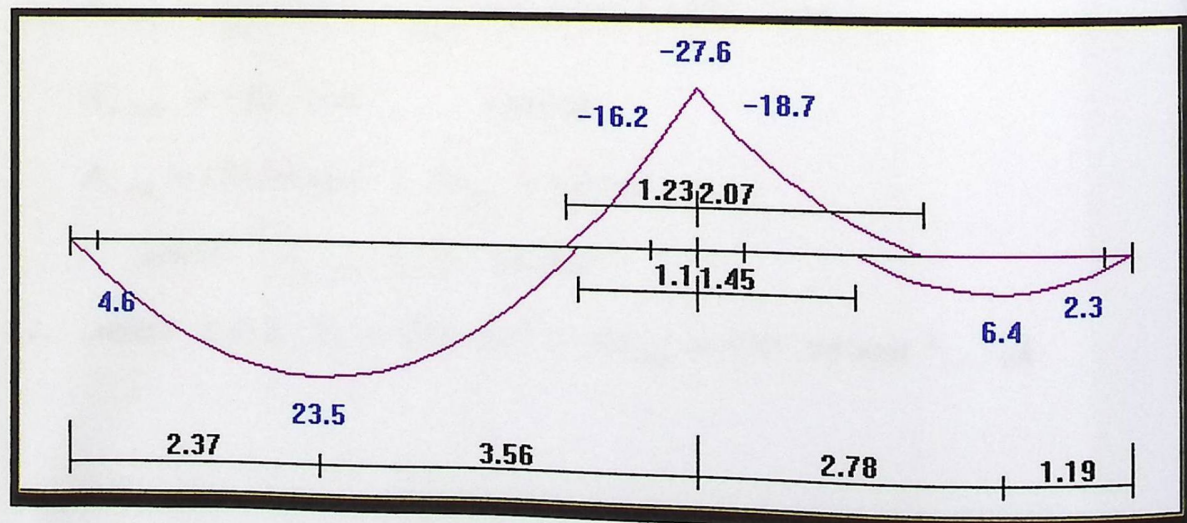


Fig .4.3 Moment and Shear diagram of rib 09



#### 4-5-1 Design of Negative Moment

Negative  $M_u \max = 18.7 \text{ KN.m}$

$d = h - \text{Cover} - d/2 - (db) \text{ stirrups} = (35 - 2 - 0.8 - 1.0) = 31.6 \text{ cm} = 316 \text{ mm}$ .

$$M_n = \frac{18.7}{0.9} = 20.78 \text{ Kn.m}$$

$$k n_{req} = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{20.78 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 1.73}{400}} \right) = 0.0045$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0045 \times 120 \times 316 = 170.64 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(316) = 116.1 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (120)(316) = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 116.1 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 170.64 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 116.1 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 170.64 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } 2 \phi 12, A_s = 226 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} = 170.64 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ok}$$



Check strain to determine  $\phi$  :

$$C = T$$

$$T = A_s \times f_y = 226 \times 400 = 90400 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{90400}{0.85 \times 24 \times 120} = 36.93 \text{ mm}$$

$$f'_c = 24 < 28 \dots \beta = 0.85$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{36.93}{0.85} = 43.45 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{316 - 43.93}{43.93} \times 0.003 = 0.018$$

$$\rightarrow 0.018 \geq 0.005 \quad o.k$$

#### 4-5-2 Design of Positive Moment:

##### Positive moment of field 1

$$\text{Positive } \mu_{\max} = 23.5 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 23.5 / 0.9 = 26.11 \text{ KN.m}$$

Effective Flange width  $b_E$  (according to ACI code 8.10.2:

$b_E$  For T-section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 5.25 / 4 = 1.31 \text{ m}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 \times 8 = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = b_w + Lc_1/2 + Lc_2/2 = 12 + 20 + 20 = 52 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{..Control}$$

$$b_E = 52 \text{ cm.}$$

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

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

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 \times 24 \times 80 \times 520 = 848.64 \text{ KN}$$

$$M_n = T \text{ or } C \times d - 0.5 a = ((848.64) \times 0.316 - 0.5 \times 0.08 = ((210.9 \text{ KN.m}$$

$$0.9 \times M_n = 189.81 \text{ KN.m} > \mu = 23.5 \text{ KN.m}$$

Then  $a < t$

$\therefore$  Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$k_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{26.11 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.503 \text{ MPa}$$



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

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.503}{400}} \right) = 0.0013$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0013 * 520 * 316 = 213.62 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(316) = 116.11 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (120)(316) = 132.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 213.62 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 213.62 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } 2 \phi 12, A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 213.62 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

$$T = A_s * f_y = 226 * 400 = 90400 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 * f_c' * b_E * a$$

$$a = \frac{C}{0.85 * f_c' * b_E} = \frac{90400}{0.85 * 24 * 520} = 8.52 \text{ mm}$$

$$f_c' = 24 < 28 \dots \beta = 0.85$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{8.52}{0.85} = 10.02 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} * (0.003) = \frac{316 - 10.02}{10.02} * 0.003 = 0.091$$

$$\rightarrow 0.091 > 0.005 \dots \text{ok}$$

**Positive moment of field 2**

$$\text{Positive Mu max } 6.4 = \text{KN.m}$$

$$M_n = 6.4 / 0.9 = 7.11 \text{ KN.m}$$

Effective Flange width )  $b_E$  (according to ACI code 8.10.2:

$b_E$  For T-section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 3.3 / 4 = 0.83 \text{ m}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 * 8 = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = b_w + Lc1/2 + Lc2/2 = 12 + 20 + 20 = 52 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{..Control}$$

$$b_E = 52 \text{ cm.}$$



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

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

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 \times 24 \times 80 \times 520 = 848.64 \text{ KN}$$

$$M_n = T \text{ or } C) d - 0.5 a = (848.64) (0.316 - 0.5) (0.08) = ((210.9 \text{ KN.m})$$

$$0.9 M_n = 189.81 \text{ KN.m} > M_u = 6.4 \text{ KN.m}$$

Then  $a < t$

∴ Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$k_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{7.11 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.14 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 0.14}{400}} \right) = 0.0004$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 520 \times 316 = 65.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \times b \times d = \frac{\sqrt{24}}{4 (400)} (120) (316) = 116.11 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = \frac{1.4}{400} (120) (316) = 132.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 65.73 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } 2 \phi 12, A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 116.11 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ok}$$



Check strain to determine  $\phi$  :

$$T = A_s \times f_y = 226 \times 400 = 90400 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{90400}{0.85 \times 24 \times 520} = 8.52 \text{ mm}$$

$$f'_c = 24 < 28 \dots \beta = 0.85$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{8.52}{0.85} = 10.02 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{316 - 10.02}{10.02} \times 0.003 = 0.091$$

$$\rightarrow 0.091 > 0.005 \quad o.k$$

#### 4-5-3 Design of shear:

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Rib )R1(is as follows:-

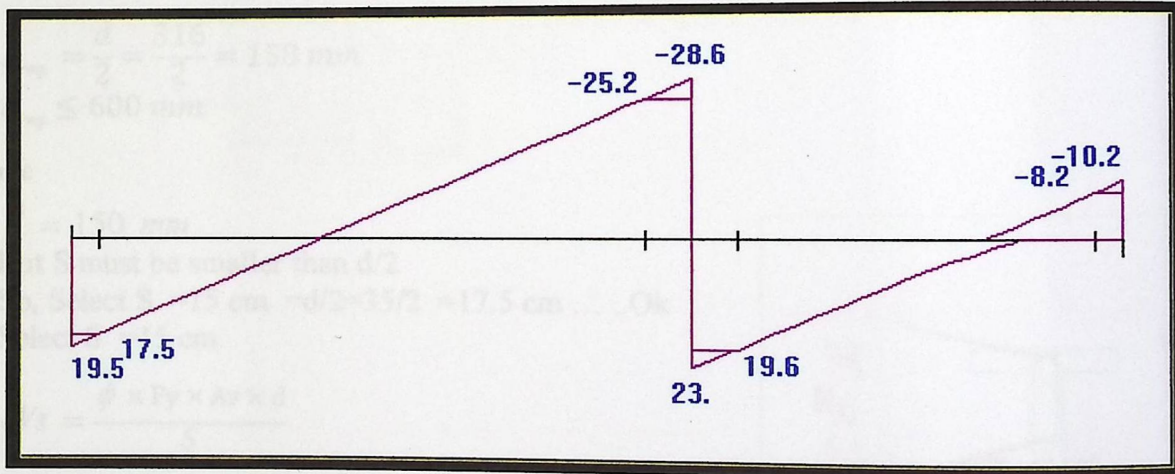


Fig 4,4 Shear diagram of rib 09

#### Design of shear reinforcement

##### Positive moment of field 1

$$V_{u_{\max}} = 25.2 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 316 * 10^{-3} = 23.22 \text{ KN}$$

$$\min \phi.V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 316 * 10^{-3} = 9.48 \text{ KN}$$



### Region No .3

$$\phi.Vc \leq Vu \leq \phi.Vc + \min \phi.Vs$$

$$Vu = 25.2 > \phi.Vc = 23.22 \text{ KN}$$

and

$$\phi.Vc + \min \phi.Vs = 23.22 + 9.48 = 32.7 \text{ KN} > Vu = 28.6 \text{ KN}$$

>>> Consider the 3<sup>rd</sup> region to design the shear reinforcement

Assume 2 leg  $\phi 10$  stirrups

$$\phi.Vs = Vu - \phi.Vc = 25.2 - 23.22 = 1.98 \text{ KN}$$

$$\blacksquare Av = 2 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$\blacksquare \left(\frac{Av}{s}\right) \min \geq \frac{1}{3} \times \frac{bw}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{400} = 0.1$$

$$\blacksquare \geq \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_{yt}} \times bw = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{400} \times 120 = 0.0918$$

$$S_{req.} = \frac{\phi * Av * f_y * d}{\phi.Vs} = \frac{0.75 * 157 * 400 * 316}{1.98 * 10^3} = 751.97 \text{ mm}$$

$$S_{req.} = \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \text{ mm}$$

$$S_{req.} \leq 600 \text{ mm}$$

use

$$S = 150 \text{ mm}$$

But S must be smaller than d/2

$$\text{So, Select } S = 15 \text{ cm} = d/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Select S = 15 cm

$$\phi Vs = \frac{\phi \times F_y \times Av \times d}{S}$$

$$\phi Vs = \frac{0.75 \times 400 \times 100 \times 316}{150 \times 1000} = 63.2 \text{ KN}$$

Use stirrups 1Ø8@15 cm.

Positive moment of field 2

$$Vu_{\max} = 19.6 \text{ KN}$$

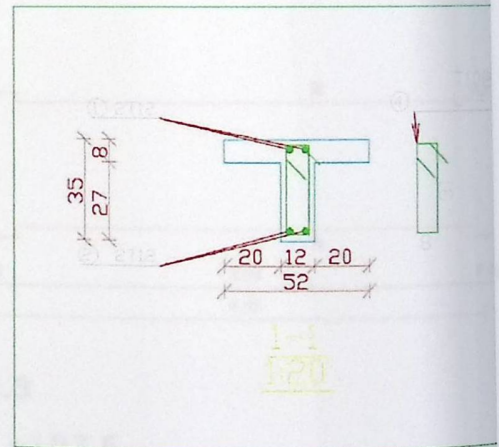
$$\phi.Vc \leq Vu \leq \phi.Vc + \min \phi.Vs$$

$$Vu = 19.6 < \phi.Vc = 23.22 \text{ KN}$$

$$\phi.Vc = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d$$

$$= 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 316 * 10^{-3}$$

$$= 23.22 \text{ KN}$$





$$\begin{aligned} \min \phi V_s &= 0.75 * \frac{1}{3} * b * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 316 * 10^{-3} \\ &= 9.48 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### 4.6 Design of the Beam B2

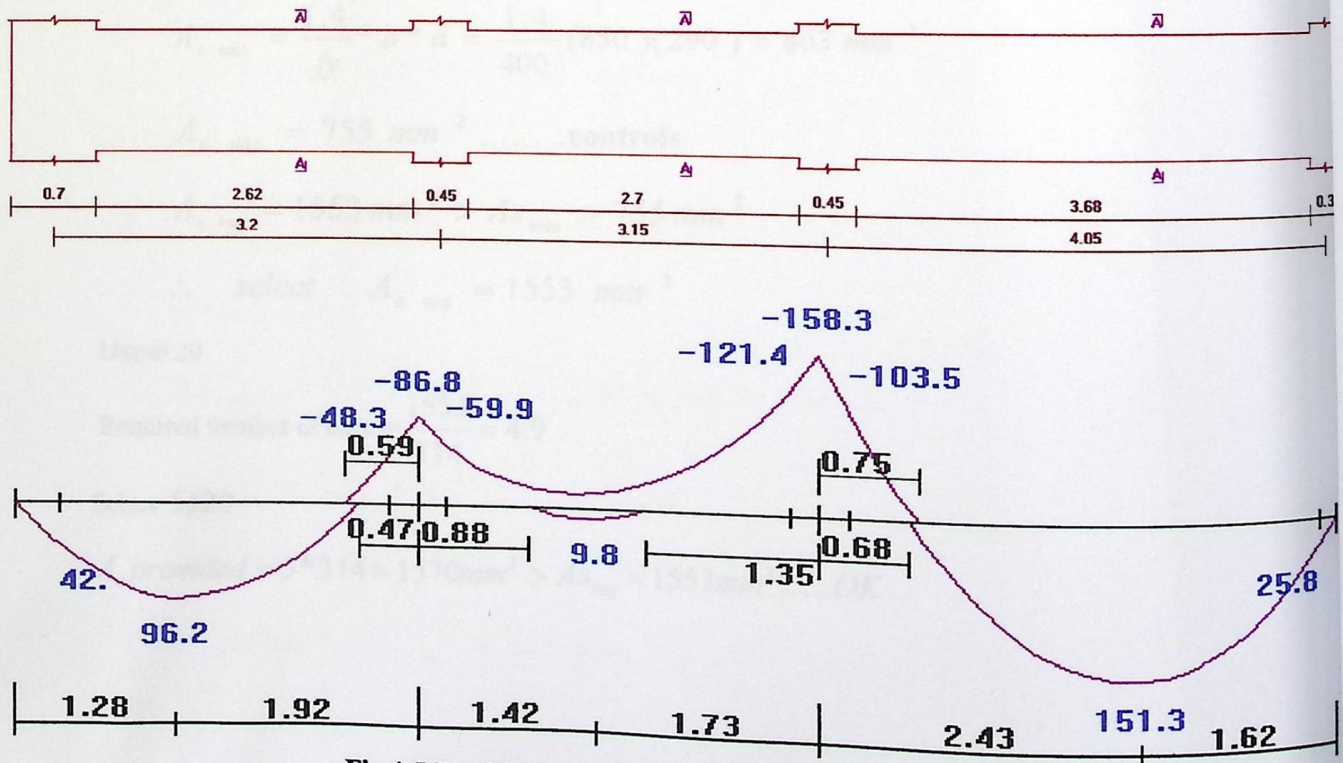
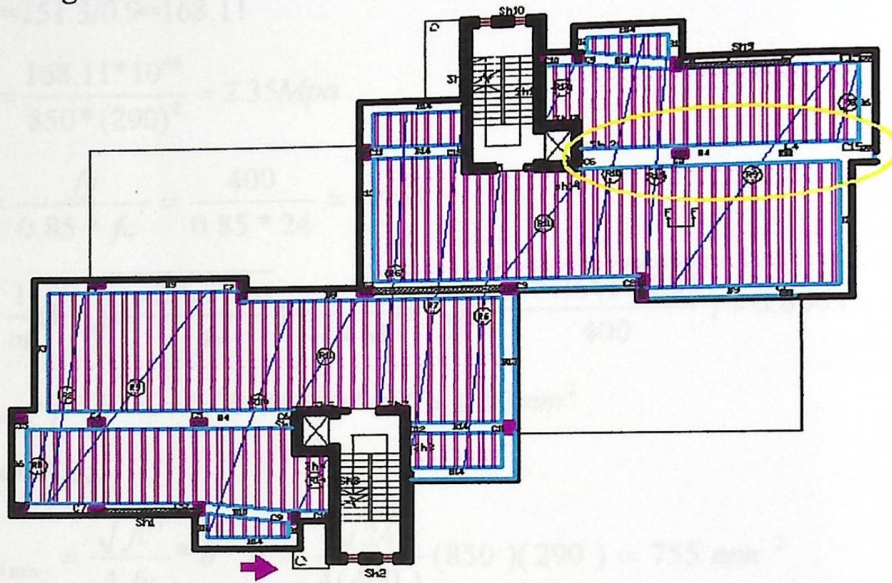


Fig 4-5: Position and Moment Diagram For beam B2



#### 4.6.1 Design of Positive moment:

Positive moment of field 1

$$b = 85 \text{ cm},$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{cover} - \phi \text{ stirrups} - d/2 = 35 - 4 - 1 - 2/2 = 29 \text{ cm}$$

$$M_u = 151.3 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 151.3 / 0.9 = 168.11$$

$$K_n = \frac{168.11 \times 10^6}{850 \times (290)^2} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 2.35}{400}} \right) = 0.0063$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.0063 \times 850 \times 290 = 1553 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} \times b \times d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (850)(290) = 755 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = \frac{1.4}{400} (850)(290) = 863 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 755 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s_{req}} = 1553 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 755 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s_{req}} = 1553 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi 20$

$$\text{Required number of bars} = \frac{1553}{314} = 4.9$$

Select  $5\phi 20$

$$A_{s_{provided}} = 5 \times 314 = 1570 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1553 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK}$$



Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression:

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

$$1570 * 400 = 0.85 * 24 * 850 * a$$

$$a = 36.2 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.2}{0.85} = 42.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 42.6}{42.6} * 0.003 = 0.017$$

$$\epsilon_s = 0.017 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

Positive moment of field 2

$$Mu = 9.8 \text{ KN.m}$$

$$Mn = 9.8 / 0.9 = 10.889$$

$$Kn = \frac{10.889 * 10^6}{850 * (290)^2} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.15}{400}} \right) = 0.0004$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 0.0004 * 850 * 290 = 98.6 \text{ mm}^2$$

Check  $As_{min}$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (850)(290) = 755 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (850)(290) = 863 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 98.6 \text{ mm}^2 \leq A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 755 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  16

$$\text{Required number of bars} = \frac{755}{201} = 3.8$$



Select 4 $\phi$ 16

$$A_{s \text{ provided}} = 4 * 201 = 804 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 755 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression:

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

$$804 * 400 = 0.85 * 24 * 850 * a$$

$$a = 18.55 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.55}{0.85} = 21.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 21.82}{21.82} * 0.003 = 0.037$$

$$\epsilon_s = 0.037 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

Positive moment of field 3

$$M_u = 96.2 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 96.2 / 0.9 = 106.889 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{106.889 * 10^6}{850 * (290)^2} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 1.5}{400}} \right) = 0.004$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.004 * 850 * 290 = 986 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4 (400)} (850) (290) = 755 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (850) (290) = 863 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 755 \text{ mm}^2 \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 986 \text{ mm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 755 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 986 \text{ mm}^2$$



Use  $\Phi 20$

$$\text{Required number of bars} = \frac{986}{314} = 3.2$$

Select  $4\phi 20$

$$A_{s \text{ provided}} = 4 * 314 = 1256 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 986 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression:

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * \alpha$$

$$1256 * 400 = 0.85 * 24 * 850 * \alpha$$

$$\alpha = 29 \text{ mm}$$

$$x = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{29}{0.85} = 34.12 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 34.12}{34.12} * 0.003 = 0.023$$

$$\epsilon_s = 0.023 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

#### 4.6.3 Design of Negative moment negative moment of field 1

$$Mu = -121.4 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{121.4}{0.9} = 134.889 \text{ KN.m}$$

$$kn = \frac{134.889 * 10^6}{850 * (290)^2} = 1.89 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 1.89}{400}} \right) = 0.005$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.005 * 850 * 290 = 1232.5 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (850)(290) = 755 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (850)(290) = 863 \text{ mm}^2$$



$$A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 1232.5 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 1232.5 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  20

$$\text{Required number of bars} = \frac{1232.5}{314} = 3.9$$

$$\text{Select } 4\phi 20 \dots A_{s \text{ provided}} = 4 * 314 = 1256 \text{ mm}^2 > 1232.5 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression:

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

$$1256 * 400 = 0.85 * 24 * 850 * a$$

$$a = 28.94 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28.94}{0.85} = 34.05 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 34.05}{34.05} * 0.003 = 0.023$$

$$\epsilon_s = 0.023 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

negative moment of field 2

$$Mu = -59.9 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{59.9}{0.9} = 66.56 \text{ KN.m}$$

$$kn = \frac{66.56 * 10^6}{850 * (290)^2} = 0.931 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.931}{400}} \right) = 0.0024$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0024 * 850 * 290 = 591.6 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4 (400)} (850) (290) = 755 \text{ mm}^2$$



Not less than

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{400} (850)(290) = 863 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 591.6 \text{ mm}^2 < A_{s \min} = 755 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 755 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  20

$$\text{Required number of bars} = \frac{755}{201} = 3.8$$

$$\text{Select } 4\phi 16 \dots A_{s \text{ provided}} = 4 * 201 = 804 \text{ mm}^2 > 755 \text{ mm} \dots \dots \text{OK}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression:

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

$$408 * 400 = 0.85 * 24 * 850 * a$$

$$a = 9.41 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.41}{0.85} = 11.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 11.1}{11.1} * 0.003 = 0.075$$

$$\epsilon_s = 0.075 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

#### 4.6.4 Design of shear

The envelop shear diagram are shown in figure 4-6 below :

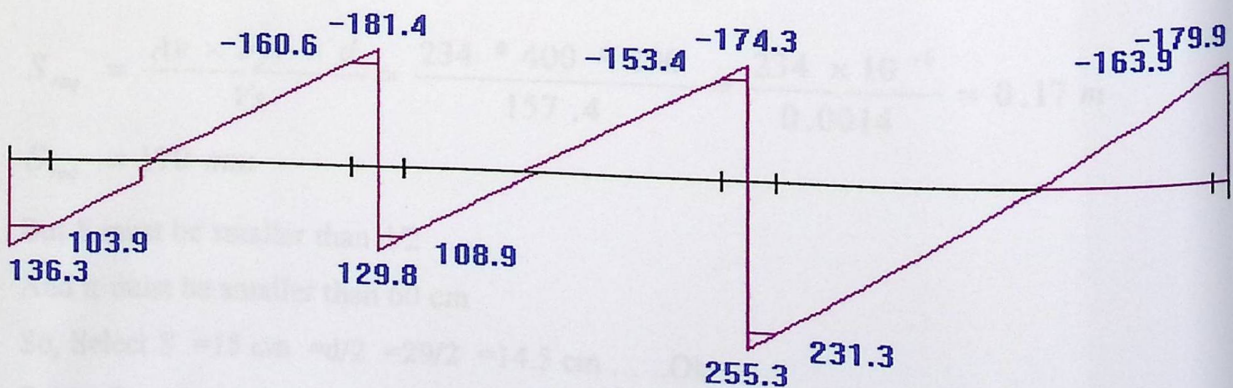


Fig 4-6: Shear Diagram For beam B2



### Shear of field 1

$$V_{u_{\max}} = 231.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6 * 1000} * 850 * 290 = 151 \text{ KN}$$

$$\min \phi V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 850 * 290 * 10^{-3} = 61.84 \text{ KN}$$

Region No .3

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + \min \phi V_s$$

$$V_u = 231.3 > \phi V_c = 151 \text{ KN}$$

but

$$\begin{aligned} \phi V_c + \min \phi V_s &= 151 + \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \times b \times d = 151 + \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 850 \times 290 \\ &= 151 + 75.48 = 226.48 \text{ KN} < V_u = 231.3 \text{ KN} \end{aligned}$$

So, go to region No .4

Region No .4

$$\phi V_c + \min \phi V_s \leq V_u \leq \phi V_c + \frac{\phi}{3} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 151 + 75.48 \leq 279.1 \leq 151 + 301.9$$

$$= 266.48 \leq 279.1 \leq 452.9 \quad \text{ok}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{231.3}{0.75} - 151 = 157.4$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = \frac{157.4}{400 \times 290} = .0014$$

Assume 3 leg  $\phi 10$  stirrups

$$A_v = 3 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 234 \text{ mm}^2$$

$$S_{req.} = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{V_s} = \frac{234 * 400 * 290}{157.4} = \frac{234 \times 10^{-6}}{0.0014} = 0.17 \text{ m}$$

$$S_{req.} = 170 \text{ mm}$$

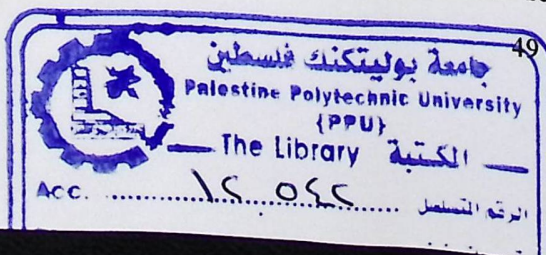
But S must be smaller than  $d/2$

And it must be smaller than 60 cm

So, Select  $S = 15 \text{ cm} = d/2 = 29/2 = 14.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$

Select  $S = 15 \text{ cm}$

So, use stirrups of  $\phi 10$  with 3 legs with  $S = 15 \text{ cm}$





### Shear of field 2

$$V_{u_{\max}} = 151 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c \leq V_u \leq \phi.V_c + \min \phi.V_s$$

$$V_u = 153.4 > \phi.V_c = 151 \text{ KN}$$

and

$$\phi.V_c + \min \phi.V_s = 151 + 61.6 = 212.6 \text{ KN} > V_u = 153.4 \text{ KN}$$

>>> Consider the 3<sup>rd</sup> region to design the shear reinforcement

Assume 3 leg  $\phi 10$  stirrups

$$\phi.V_s = V_u - \phi.V_c = 153.4 - 151 = 2.3 \text{ KN}$$

$$\blacksquare A_v = 3 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 234 \text{ mm}^2$$

$$\blacksquare \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3} \times \frac{b}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{850}{400} = 0.71$$

$$\blacksquare \geq \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_{yt}} \times bw = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{400} \times 850 = 0.65$$

$$S_{req.} = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{\phi.V_s} = \frac{0.75 * 212.6 * 400 * 290}{2.3 * 10^3} = 8041.83 \text{ mm}$$

$$S_{req.} = \frac{d}{2} = \frac{290}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$S_{req.} \leq 600 \text{ mm}$$

Use  $S = 150 \text{ mm}$

Select  $S = 15 \text{ cm}$

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

$$\phi V_s = \frac{0.75 \times 400 \times 212.6 \times 290}{150 \times 1000} = 123.31 \text{ KN}$$

Use stirrups 3 $\phi 10$ @15 cm.

### Shear of field 3

$$V_{u_{\max}} = 160.6 \text{ KN}$$

$$V_{u_{\max}} = 160.6 \text{ KN}$$



$$\phi.V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6 * 1000} * 850 * 290 = 151 \text{ KN}$$

$$\min \phi.V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 850 * 290 * 10^{-3} = 61.6 \text{ KN}$$

Region No.3

$$\phi.V_c \leq V_u \leq \phi.V_c + \min \phi.V_s$$

$$V_u = 160.6 > \phi.V_c = 151 \text{ KN}$$

and

$$\phi.V_c + \min \phi.V_s = 151 + 61.6 = 212.6 \text{ KN} > V_u = 160.6 \text{ KN}$$

>>> Consider the 3<sup>rd</sup> region to design the shear reinforcement

Assume 3 leg  $\phi 10$  stirrups

$$\phi.V_s = V_u - \phi.V_c = 160.6 - 151 = 9.6 \text{ KN}$$

$$\blacksquare A_v = 3 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 234 \text{ mm}^2$$

$$\blacksquare \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3} \times \frac{b}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{850}{400} = 0.71$$

$$\blacksquare \geq \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_{yt}} \times bw = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{400} \times 850 = 0.65$$

$$S_{req.} = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{\phi.V_s} = \frac{0.75 * 212.6 * 400 * 290}{9.6 * 10^3} = 1926.69 \text{ mm}$$

$$S_{req.} = \frac{d}{2} = \frac{290}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$S_{req.} \leq 600 \text{ mm}$$

use

$$S = 150 \text{ mm}$$

Select S = 15 cm

$$\phi.V_s = \frac{\phi * F_y * A_v * d}{S}$$

$$\phi.V_s = \frac{0.75 * 400 * 212.6 * 290}{150 * 1000} = 123.31 \text{ KN}$$

Use stirrups 3 $\phi$ 10@15 cm.



#### 4.7 Design of One-way solid slab of stair house :

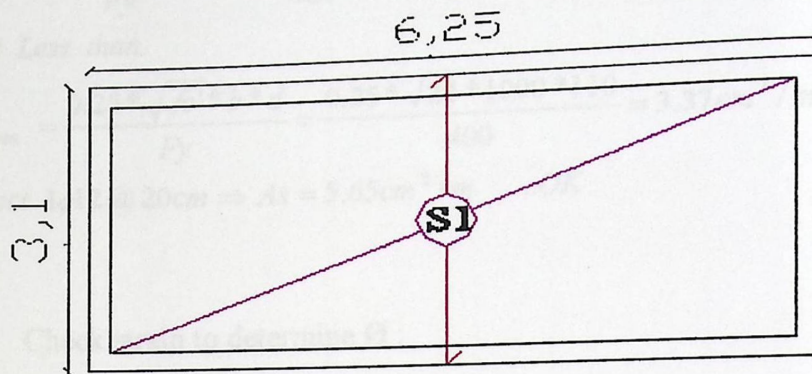


Fig 4,7solid slab

Check if its one way

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6.75}{3.1} = 2.2 > 2.0 \dots \text{One way}$$

Determination of thickness and load calculation

$$h = \frac{L}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm}$$

Select  $h = 15 \text{ cm}$

Load Calculation

$$D.L = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$S.L = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.2 \times 3.75 + 1.6 \times 1.0 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.1 \times 3.1^2}{8} = 7.33 \text{ KN.m}$$

Design for positive moment

$$11 \text{ cm} = 1 - 3 - 15 = d$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{7.33}{0.9} = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{8.14}{(1)(110)^2} = 0.673 \text{ Mpa}$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 24} = 19.61$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.61)(0.673)}{400}} \right) = 0.0017$$



$$A_{req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0017 \cdot 100 \cdot 11 = 1.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{F_y} = \frac{1.4 \cdot 1000 \cdot 110}{400} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Not Less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{F_y} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 110}{400} = 3.37 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Select } 1\phi 12 @ 20 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{OK}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Compression = Tension

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$5.652 \cdot 400 = 0.85 \cdot 24 \cdot 100 \cdot a$$

$$a = 1.11 \text{ cm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.11}{0.85} = 1.3 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{16 - 1.3}{1.3} \cdot 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.034 > 0.005 \dots \text{ok}$$

**Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer**

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Select } 1\phi 12 @ 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{s \text{ Provided}} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{OK}$$

**Development length of the bars**

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

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99 \text{ cm}$$

$$\text{Use : } L_d = 50 \text{ cm}$$

## 4.8 Design of Stairs:

### 4.8.1 Determination of Slab Thickness:

$$-L = 0.9 + 3.00 + 0.9 = 4.8 \text{ m}$$

$$-h_{req} = L / 20$$

$$-h_{req} = 480 / 20 = 24.1 \text{ cm} \dots \text{take } h = 25 \text{ cm}$$



⇒ Use  $h = 25\text{cm}$ .

$$570.26 = (30/15)1 - \tan \theta$$

$$-\cos \theta = 0.89$$

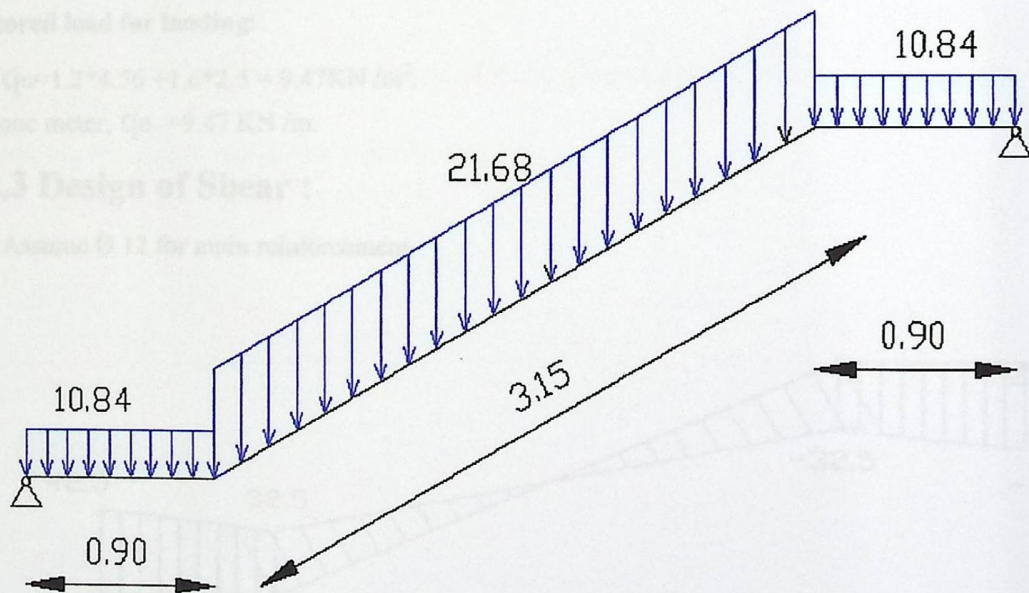
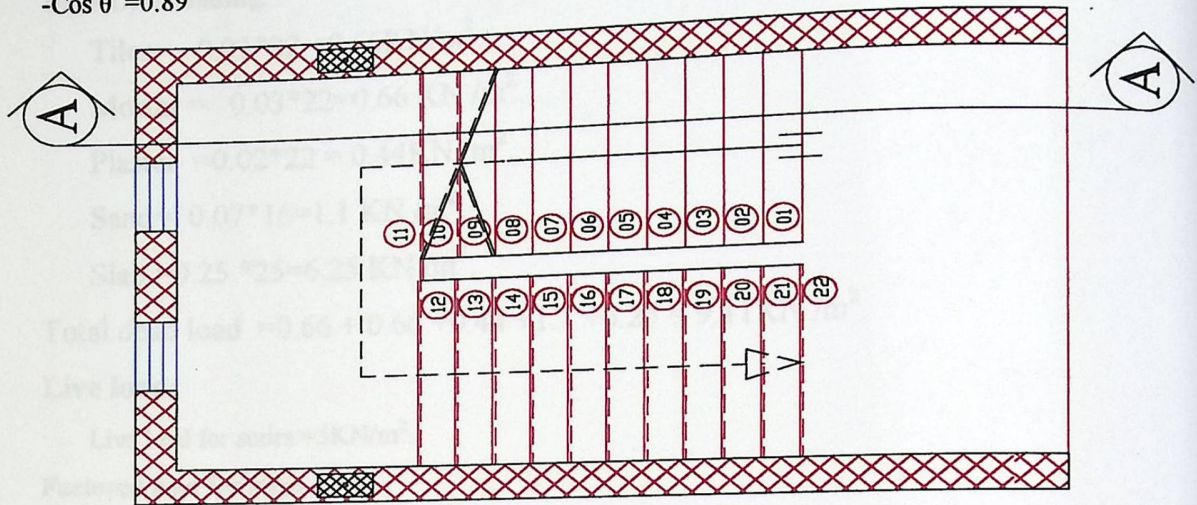


Fig 4,8 Structural system of stairs at section A,A

## Load Calculations at section A-A

Dead Load steps:

$$\text{Tiles} = (0.15 + 0.35) \times 0.03 \times 22 / 0.30 = 1.4 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Mortar} = 0.03 \times 22 \times 16 / 30 = 0.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Plaster} = (0.15 + 0.3) \times (0.02 \times 22 / 0.3) = 0.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Steps} = 0.5 \times 3 \times 0.15 \times 25 / 0.3 = 1.9 \text{ KN/m}^2.$$



Slab  $= 0.25 * 25 / \cos 26.57 = 7.0 \text{ KN/m}^2$ .  
 Total dead load  $= 1.4 + 0.66 + 0.5 + 1.9 + 7.0 = 11.4 \text{ KN/m}^2$ .

**Dead Load landing:**

Tiles  $= 0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$ .

Mortar  $= 0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$ .

Plaster  $= 0.02 * 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .

Sand  $= 0.07 * 16 = 1.1 \text{ KN/m}^2$ .

Slab  $= 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$ .

Total dead load  $= 0.66 + 0.66 + 0.44 + 1.1 + 6.25 = 9.11 \text{ KN/m}^2$ .

**Live load:**

Live load for stairs  $= 5 \text{ KN/m}^2$ .

**Factored load for steps**

$Q_u = 1.2 * 11.4 + 1.6 * 5 = 21.7 \text{ KN/m}^2$ .

For one meter,  $Q_u = 21.7 \text{ KN/m}$ .

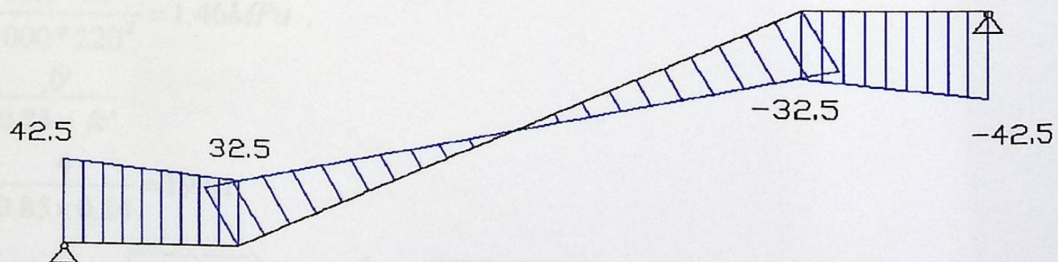
**Factored load for landing:**

$Q_u = 1.2 * 4.56 + 1.6 * 2.5 = 9.47 \text{ KN/m}^2$ .

For one meter,  $Q_u = 9.47 \text{ KN/m}$ .

**4.8.3 Design of Shear :**

- Assume  $\phi 12$  for main reinforcement:-



So,  $d = 25 - 2 - 0.6 = 22.4 \text{ cm}$ .

Take  $d = 22 \text{ cm}$

**Fig 4,9** Shear diagram of stairs

- $V_u = 42.5 \text{ KN}$ .

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 220}{6} = 134.72 \text{ KN}$$

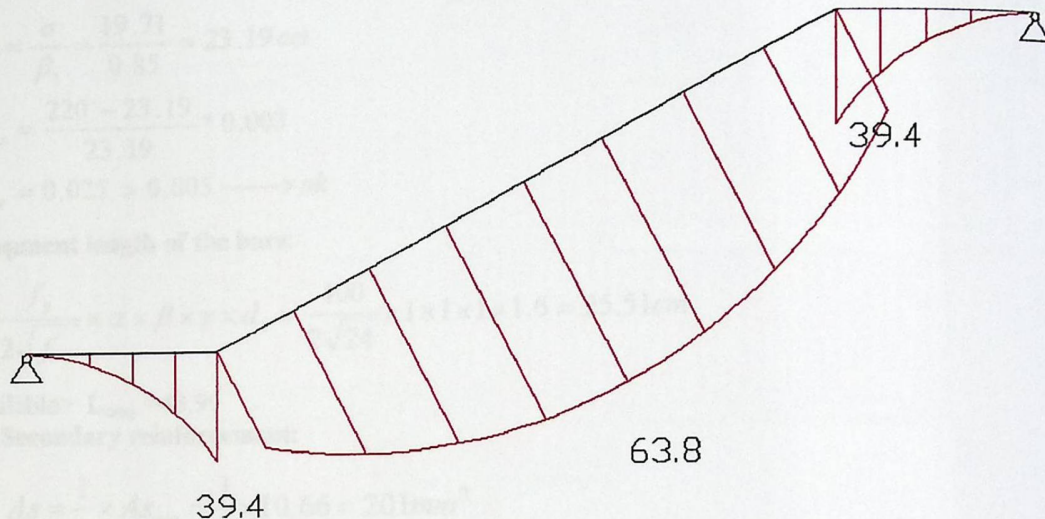


$$V_u = 42.5 \text{ KN} < \phi V_c = 134.72 \text{ KN}.$$

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

#### 4.8.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair



Fig(15-4) Moment diagram of stairs

$$M_u = 63.8 \text{ KN.m.}$$

$$M_{n \text{ req}} = M_u / 0.9 = 63.8 / 0.9 = 70.9 \text{ KN.m.}$$

$$d = 22 \text{ cm.}$$

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

$$R_n = \frac{70.9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 220^2} = 1.46 \text{ MPa}.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{4}{0.85 \times 0.24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 19.61 \cdot 1.46}{400}} \right) = 0.0038.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0038 \cdot 1000 \cdot 220 = 836 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450$$

$$\text{Use } A_s = 836 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Use } 1\Phi 16 @ 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{with } A_s = 100 / 5 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ provided}} = 5 \cdot 201 = 1005 > A_{s \text{ req}} = 836 \dots\dots\dots \text{OK.}$$



57



## 4.9 Design of column:

### 4.9.1 Design of Short column C01- Ground Floor:

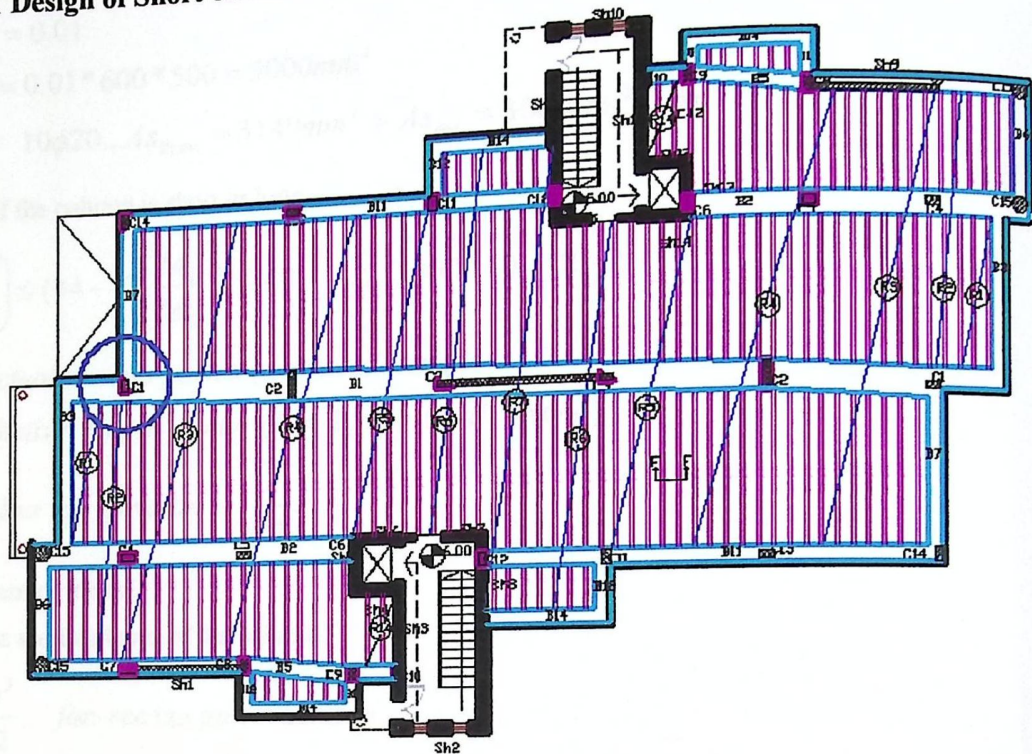


Fig 4,12 position of short column

#### Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column C9 in the basement floor for design.

$$p_u = 3.607 \text{ KN}$$

$$p_{nreq} = \frac{3.607}{0.65} = 5.55 \text{ MN}$$

$$\text{Use } \rho = \rho_g = 0.015$$

$$P_n = 0.8 * A_g * [0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 * f_c')] ]$$

$$5.55 = 0.8 * A_g * [0.85 * 24 + 0.015 * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$A_{greq.} = 0.266 \text{ m}^2.$$

$$\text{Use } 50 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \Rightarrow A_g = 0.3 \text{ m}^2 > 0.266 \text{ m}^2 \dots \text{ok}$$

To find  $\rho$  required for  $A_g = 0.3 \text{ m}^2$

The same equation can be applied as follows:

$$P_n = 0.8 * A_g * [0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 * f_c')] ]$$



$$5.55 = 0.8 * 0.3 * [0.85 * 24 + \rho * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$\rho = 0.0072 \leq 0.1$$

$$\Rightarrow \rho g = 0.01$$

$$A_{s_{req.}} = 0.01 * 600 * 500 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 10\phi 20 \dots A_{s_{Prov.}} = 3140 \text{ mm}^2 > A_{s_{req.}} = 3000 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Check if the column is short or long

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

$L_u$  : Actual un supported (unbraced) length

$K$  : effective length factor ( $K = 1$  for braced frame)

$$R : \text{radius of gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$I$  : Moment of inertia

$A$  : Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} \dots \text{for rectangular section}$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$r = 0.3 * 0.6 = 0.18 \text{ m}$$

$$k = 1.0$$

$$L_u = 3.0 \text{ m}$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1 * 3.0}{0.18} = 16.667 < 22$$

$\therefore$  Short Column

**Design of the Tie Reinforcement:**

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b (\text{Longitudinal bar diameter}) = 16 \times 20 = 320 \text{ mm.}$$

$$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t (\text{tie bar diameter}) = 48 \times 10 = 480 \text{ mm.}$$

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 500 \text{ mm}$$

use  $\Phi 10 @ 300 \text{ mm}$

But the spacing between ties must be reduced by the factor of 0.67 in above and below the slab by a length which must be greater than the long dimension of the column as follows:

Long dimension for the column = 500 mm

$$\text{Spacing between ties} = 0.67 * 500 = 335 \text{ mm}$$

So, 500 mm below the slab and 500 mm above the slab must the ties be every 300 mm



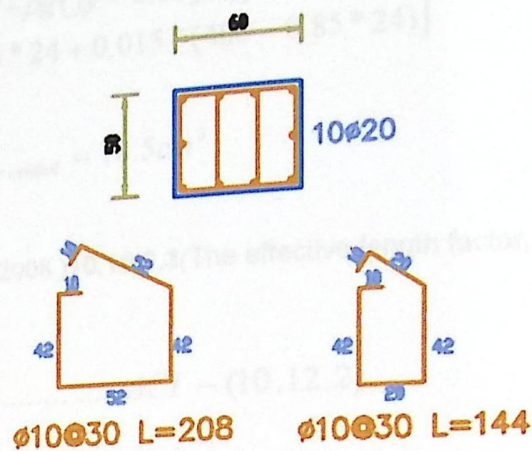


Fig.4.13 :Detail Of Short Column.

#### 4.9.2 Design of long column C 15 Ground Floor :

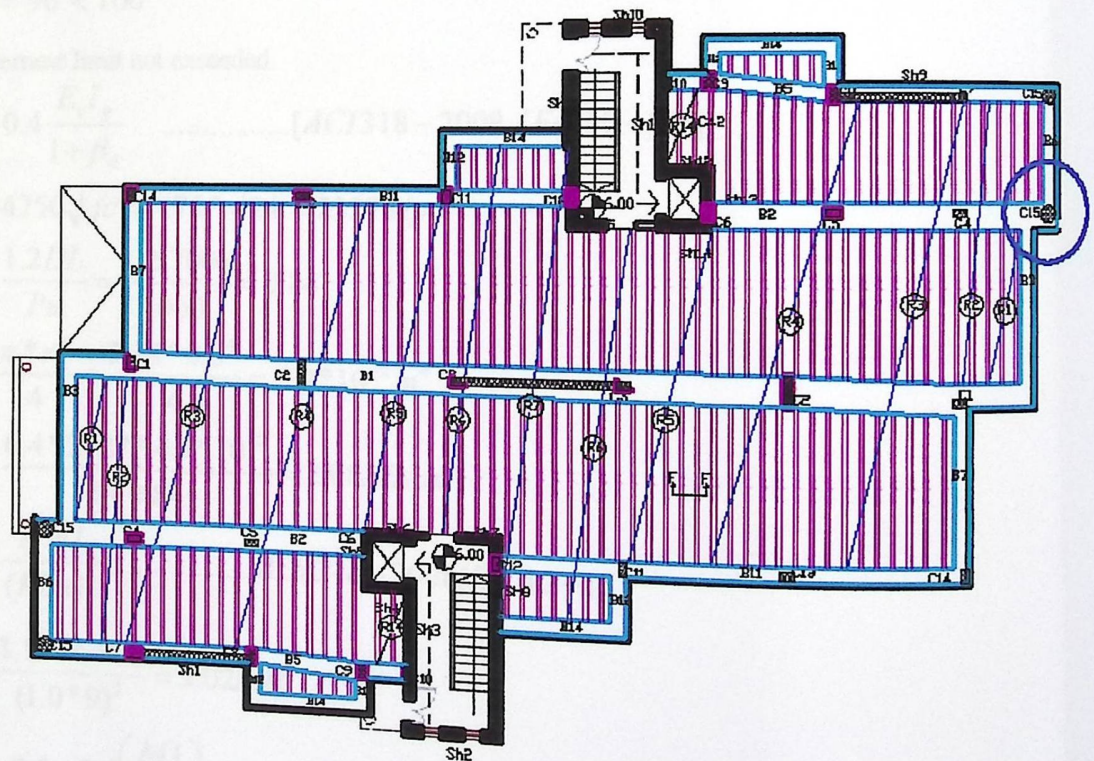


Fig 4, 14 position of long column

#### Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column C15 for design.

$$P_u = 1000 \text{ KN}$$

$$P_n = 1000 / 0.7 = 1428.57 \text{ KN}$$

$$\rho_g = 1.5 \%$$



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

$$1428.57 = 0.85 * A_g [0.85 * 24 + 0.015 * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 64.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Select } D = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{g \text{ provided}} = 78.5 \text{ cm}^2$$

$$L_u = 9.0 \text{ m}$$

$$M1 \& M2 = 1$$

K=1, According to ACI 318-2008) **10.10.6.3** (The effective length factor, **k**, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 9}{0.1} = 90 > 22$$

$\therefore$  long Column

Check slenderness limit:

$$\frac{k l_u}{r} = 90 < 100$$

Slenderness limit not exceeded.

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots\dots [\text{ACI} 318 - 2008 \text{ (Eq. 10-15)}]$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 475 * \sqrt{24} = 2327 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2(700)}{1000} = 0.84$$

$$I_g = \frac{\pi * r^4}{4} = \frac{3.14 * 0.5^4}{4} = 4.9 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 2327 * 4.9 * 10^{-2}}{1 + 0.84} = 24.8 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K L_u)^2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} 318 - 2008 \text{ (Eq. 10-13)}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 24.8}{(1.0 * 9)^2} = 3.02 \text{ MN.}$$

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

$$C_m = 1 \quad \dots\dots \text{According to ACI} 318 - 2008 \text{ (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots \text{ACI} 318 - 2008 \text{ (Eq. 10-12)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (1.0 / 0.75 * 3.02)} = 1.8 > 1$$



$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 900 = 42 \text{ mm} = 0.042 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.042 * 1.8 = 0.076$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.076}{0.9} = 0.084$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1000}{0.2} * \frac{145}{1000} = 0.725 \text{ Psi}$$

$$\rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.01 * 196250 = 1962.5 \text{ mm}^2$$

Check  $\phi P_n > P_u$

$$\phi P_{n_{\max}} = \phi [0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\}] \dots\dots\dots ACI 2002 (Eq. 10-2)$$

$$= 0.65 [0.8 * \{0.85 * 24 (196250 - 1962.5) * 10^{-6} + 400 * 4200 * 10^{-6}\}]$$

$$= 2712.4 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

$$\therefore \text{Select } 10\phi 16 \Rightarrow A_{s_{\text{Provided}}} = 2010 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req.}}} = 1962.5 \text{ mm}^2$$

**Design of the Spiral Reinforcement**

$$\rho_{s_{\min}} = 0.45 \frac{f_c'}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_c = 500.2 * 40 = 420 \text{ mm} \quad ;$$

$$\rho_{s_{\min}} = 0.45 \frac{24}{400} \left( \frac{0.5}{0.42} - 1 \right) = 0.011$$

$$\rho_s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{S \frac{\pi}{4} D_c^2}$$

$$0.011 = \frac{79 * 10^{-6} * 3.14 (0.42 - 0.01)}{S \frac{3.14}{4} 0.42^2}$$

$$S = 0.067 \text{ m}$$

$$75 > 67 > 25$$

$$\Rightarrow S = 50 \text{ mm}$$



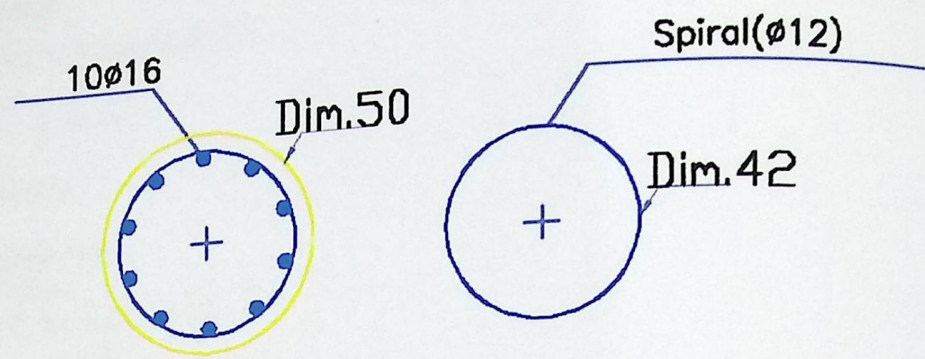


Fig.4.15 :Detail Of long Column.

#### 4.10 Design of Basement wall:

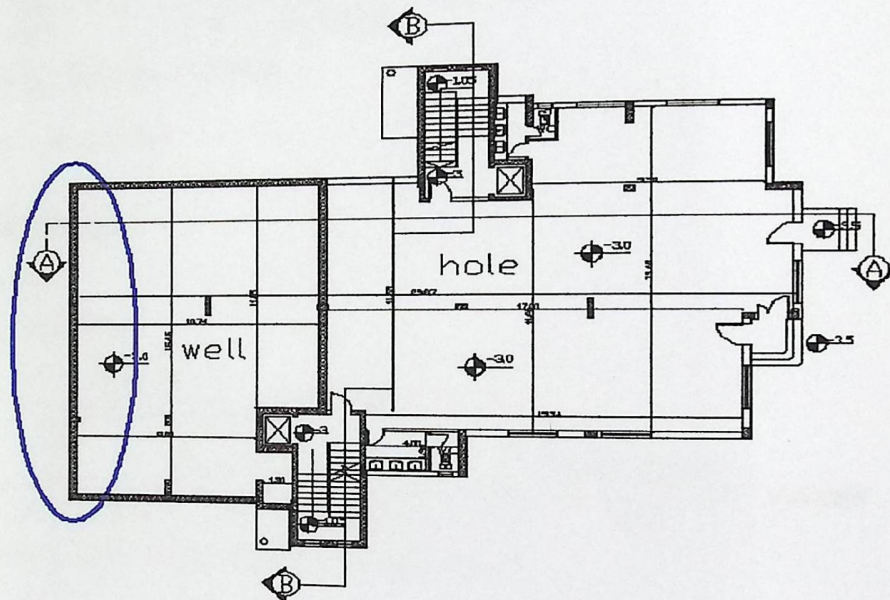


Fig 4,16 position of basement wall

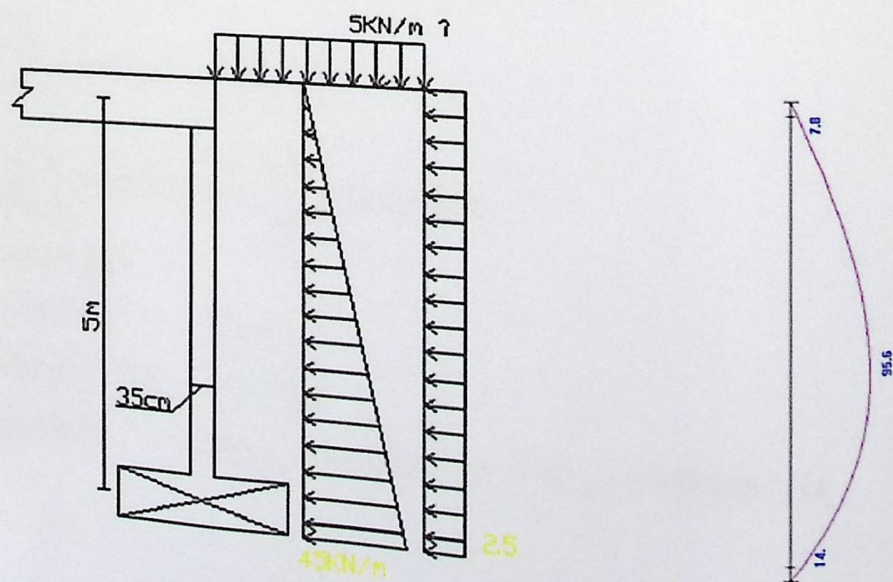


Fig.4.17: Basement wall moment Diagram:



**Load Calculation:**

When  $\Phi = 30^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  &  $K = 0.5$

$$K_0 = K \cdot \gamma \cdot H$$

$$= 0.5 \cdot 18 \cdot 5 = 45 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{0p} = K \cdot P$$

$$= 0.5 \cdot 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

**Thickness Calculation:**

$$M_{\max} = 95.6 \text{ kN.m}$$

$$\text{Assume } \rho = 0.5 \rho_{\max} = 0.01$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 24} = 19.61$$

$$k_n = \rho \cdot f_y (1 - 0.5 m \rho) = 0.01 \cdot 400 \cdot (1 - 0.5 \cdot 19.61 \cdot 0.01) = 3.61 \text{ Mpa}$$

$$k_n = \frac{M_n}{b d^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{95.6 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 3.61}} = 294.2 \text{ mm}$$

$$h = 295 + 30 + 10 = 335 \text{ mm}$$

select  $h = 35 \text{ cm}$

**Wall Design:**

moment:

$$M_u = 95.6 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{95.6 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot (310)^2} = 1.1 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k_n \cdot m}{f_y}} \right] = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.1 \cdot 19.61}{400}} \right) = 0.003$$

$$A_{s, \text{req}} = 0.003 \cdot 1000 \cdot 310 = 930 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Check for minimum  $A_s$

$$A_{s, \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$$

$$A_{s, \min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (1000)(310) \geq \frac{1.4}{400} (1000)(310)$$

$$A_{s, \min} = 950 \leq 1085$$

$$\rightarrow A_{s, \min} = 950 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Control}$$

$$A_{s, \text{req.}} = 930 \text{ mm}^2 < A_{s, \min} = 950 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi 16 @ 20 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_{s, \text{Prov.}} = 1005 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s, \text{req.}} = 950 \text{ mm}^2 / \text{m}$$



For horizontal reinforcement

Use shrinkage and temperature reinforcement

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Use } \phi 14 @ 20 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{Prov.}} = 770 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s_{req.}} = 630 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Check strain to determine  $\phi$  :

Tension = Compression

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

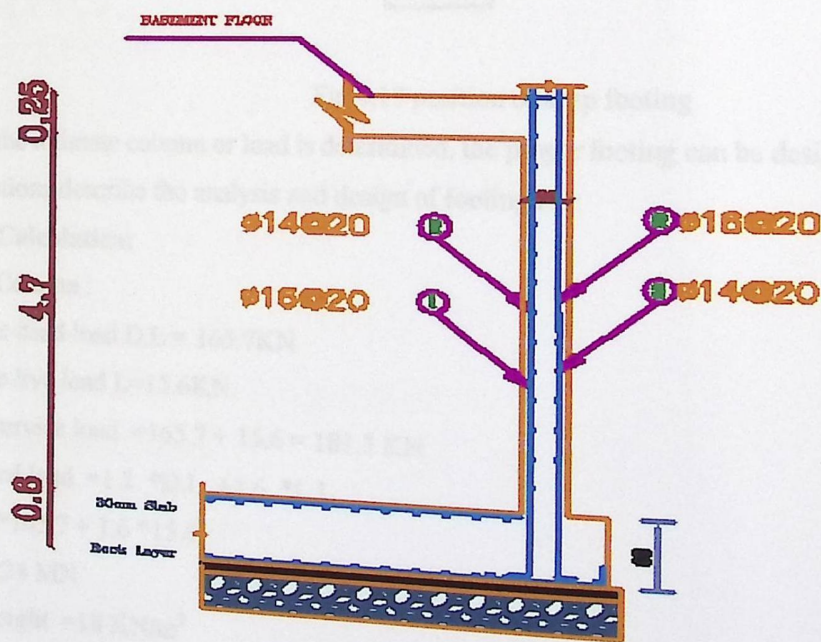
$$10.05 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$

$$a = 2.1 \text{ cm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.1}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{31 - 2.5}{2.5} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.035 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$



Retaining Wall Detail

Fig4,18 Detail of basement wall



#### 4.11 Design of strip footing:

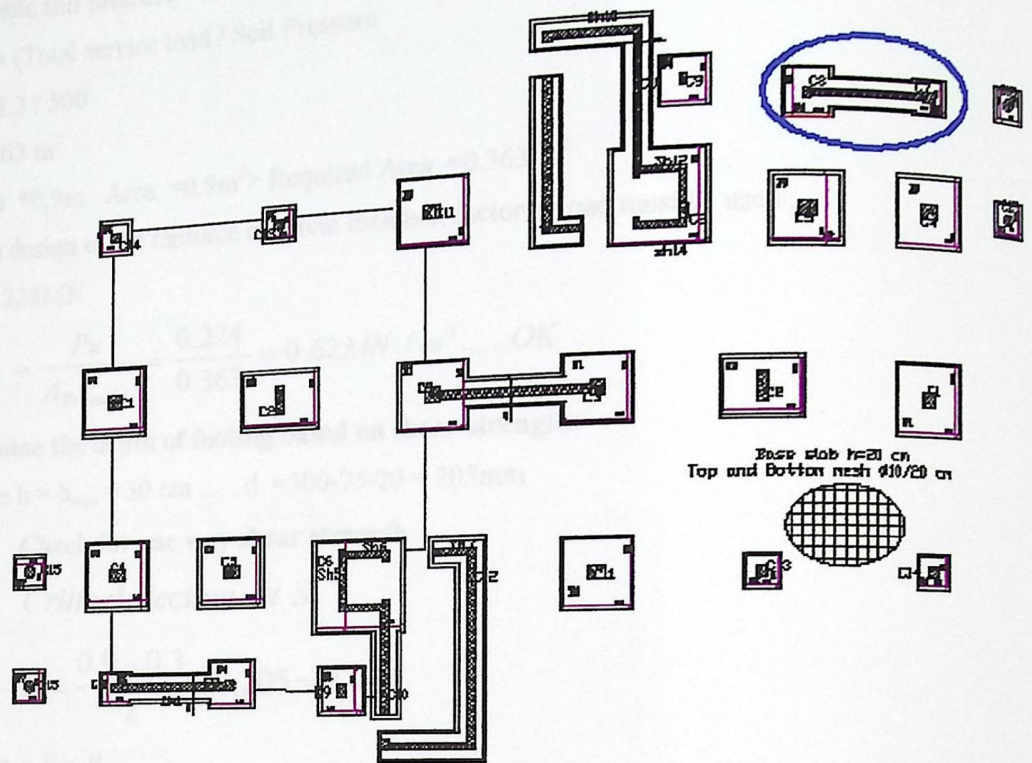


Fig 4,19 position of strip footing

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing F 1:

##### Load Calculation:

From Column :

Service dead load D.L = 165.7KN

Service live load L=15.6KN.

Total service load =  $165.7 + 15.6 = 181.3 \text{ KN}$

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

=  $1.2 * 165.7 + 1.6 * 15.6$

= 0.224 MN

Soil weight =  $18 \text{ KN/m}^3$

Soil depth = 1.0 m

Column geometry 100\*50 cm

Allowable soil pressure =  $500 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 0.224 \text{ MN}$

$S_w = 18 * 0.5 = 9 \text{ Kn}$

Where :

$S_w$  : Soil weight

$P_u$  : Factored load from the column

Design of Footing Area:



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

Allowable soil pressure = 500 kN/m<sup>2</sup>

Area = (Total service load / Soil Pressure

$$= 181.3 / 500$$

$$= 0.363 \text{ m}^2$$

Try 1m \* 0.9m Area = 0.9m<sup>2</sup> > Required Area = 0.363 m<sup>2</sup>

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

$$P_u = 0.224 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{Actual}} = \frac{P_u}{A_{\text{Provided}}} = \frac{0.224}{0.363} = 0.62 \text{ MN / m}^2 \dots \text{OK}$$

Determine the depth of footing based on shear strength:

$$\text{Assume } h = h_{\min} = 30 \text{ cm} \dots d = 300 - 75 - 20 = 205 \text{ mm}$$

- Check for one way shear strength

*Critical Section at S*

$$S = \frac{0.9 - 0.3}{2} - 0.205 = 0.095$$

$$V_u = \sigma \times S \times B_{\text{Foundation}}$$

$$V_u = 0.62 \times (0.095) \times 1 = 0.06 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = \phi \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \right)$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 0.9 \times 0.205 = 0.113 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = 0.113 \text{ MN} \geq V_u = 0.06 \text{ MN}$$

**Design for Bending Moment:**

$$M_u = 0.62 \times 0.3 \times 1 \times (0.15) = 0.028 \text{ MN}$$

Using Reinforced Concrete.

$$M_n = \frac{0.028}{0.9} = 0.0311 \text{ MN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{0.0311}{1 \times 0.205^2} = 0.74 \text{ MN / m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

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



$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 0.74}{400}} \right) = 0.0019$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.0019 * 1000 * 205 = 389.5 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1000 \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{req}} = 2969.4 \leq A_{s_{min}} = 540$$

$$A_s = A_{s_{min}} = 540$$

$$\text{Select } 5\phi 12 = 565 \text{ mm}^2 > 540 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

**Area of steel in long direction :**

$$A_s = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 5\phi 12 = 565 \text{ mm}^2 > 540 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

**Check strain to determine  $\phi$  :**

Tension = Compression

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

$$565 * 400 = 0.85 * 24 * 900 * a$$

$$a = 12.31 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.31}{0.85} = 14.5$$

$$\epsilon_s = \frac{205 - 14.5}{14.5} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.039 > 0.005 \dots \text{OK}$$

**Check transfer of load at base of column:**

**In wall**

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_1)$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.5 * 0.3)] = 3.98 \text{ Mn}$$

$$\text{But } P_u = 0.224 < \phi.P_n = 3.98$$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 1 * 0.3 = 1500 \text{ mm}^2$$

Select  $10\phi 14$

$$A_{s_{Provided}} = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s_{Req.}} = 1500 \text{ mm}^2$$



**In footing**

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{0.9}{0.3}} = 1.7 \leq 2$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.3)] \times 2 = 7.96 \text{ Mn}$$

$$\text{But } P_u = 0.224 < \phi.P_n = 7.96$$

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

**But use the minimum reinforcement of dowels**

$$A_{s_{\min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 0.5 * 0.6 = 1500 \text{ mm}^2$$

Select 10 $\Phi$ 14

$$A_{s_{\text{provided}}} = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{Req.}}} = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L_d}{db} = \frac{0.24 * F_y * 0.7}{\sqrt{F_c}} = 13.7$$

$$L_d = 164 \text{ mm}$$

Select  $L_d = 170 \text{ mm}$

$$L_{d_{\text{avl}}} = h - 75 - 2 * db - 14 = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

$$L_d < L_{d_{\text{avl}}} \dots \text{ok}$$

**Development Length  $L_d$ :**

Category )A( item 2 applies,

$L_d$  for  $\Phi$  12:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left( \frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.4 = 32.92 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = 90 - 15 = 75 \text{ cm} > 33.29 \text{ cm}$$

ok.



# STRIP FOOTING For Shear 1 90 cm Width

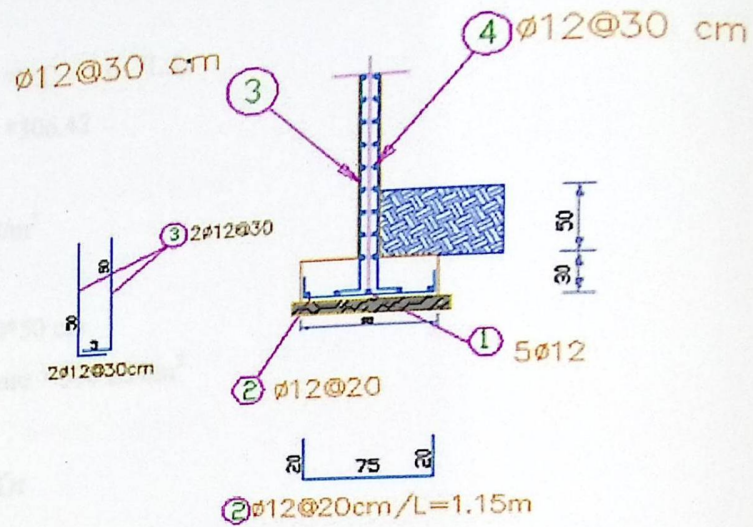


Fig4.20 Strip footing details:

## 4.12 Design of Isolated footing:

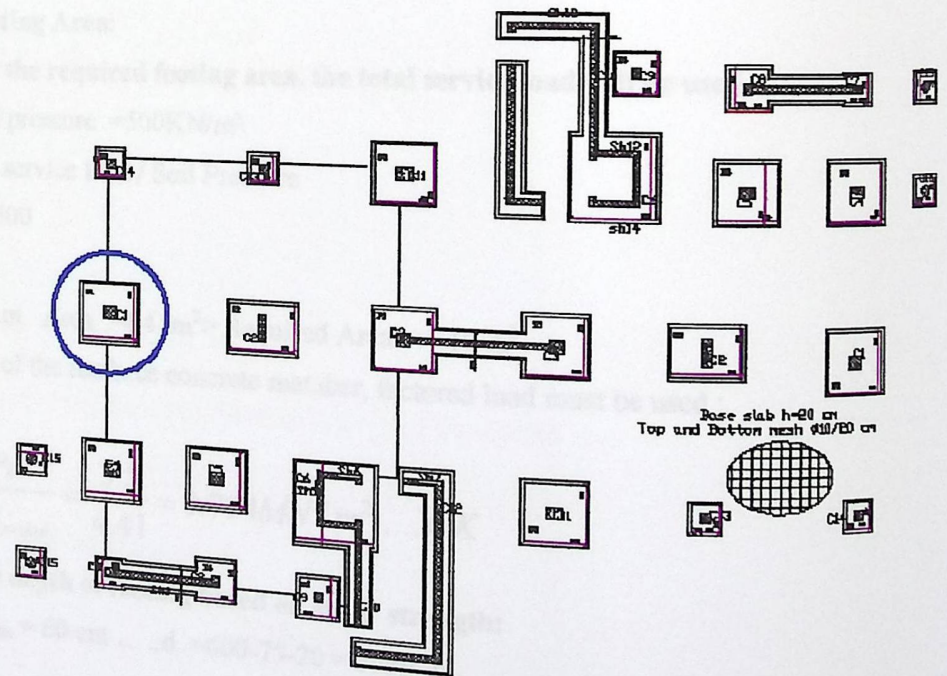


Fig 4,21 position of isolated footing

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing F 1:

### Load Calculation:

From Column :



Service dead load D.L = 1788.94KN

Service live load L=306.42KN.

Total service load = 1788.94 + 306.42  
= 2095.36 KN

Factored load =  $1.2 * D.L + 1.6 * L.L$   
=  $1.2 * 1788.94 + 1.6 * 306.42$   
= 3.5 MN

Soil weight = 18 KN/m<sup>3</sup>

Soil depth = 1.0 m

Column geometry 50\*50 cm

Allowable soil pressure = 500 KN/m<sup>2</sup>

$P_u = 3.500 \text{ MN}$

$S_w = 18 * 0.5 = 9 \text{ Kn}$

Where :

$S_w$  : Soil weight

$P_u$  : Factored load from the column

**Design of Footing Area:**

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

Allowable soil pressure = 500KN/m<sup>2</sup>

Area = (Total service load / Soil Pressure

= 2095.36 / 500

= 4.19 m<sup>2</sup>

Try 2.1m \* 2.1m Area = 4.41m<sup>2</sup> > Required Area = 4.19 m<sup>2</sup>

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

$P_u = 3.5 \text{ MN}$

$$\sigma_{Actual} = \frac{P_u}{A_{Provided}} = \frac{3.5}{4.41} = 0.794 \text{ MN/m}^2 \dots \text{OK}$$

**Determine the depth of footing based on shear strength:**

Assume  $h = h_{min} = 60 \text{ cm} \dots d = 600 - 75 - 20 = 505 \text{ mm}$



• Check for one way shear strength

Critical Section at  $S$

$$S = \frac{2.5 - 0.5}{2} - 0.505 = 0.495$$

$$V_u = \sigma \times S \times B_{\text{Foundation}}$$

$$V_u = 0.794 \times (0.295) \times 2.1 = 0.49 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = \phi \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \right)$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2.1 \times 0.505 = 0.65 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = 0.65 \text{ MN} \geq V_u = 0.794 \text{ MN}$$

• Check for two way shear action punching

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{0.5}{0.5} = 1.0$$

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = 4 \times 0.505 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.5 = 4.02 \text{ m}$$

$\alpha_s = 40$  for interior column

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} \times \left( 1 + \frac{2}{1.0} \right) \times \sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 = 3.73 \text{ Mn}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} \times \left( \frac{40 \times 0.505}{4.02} + 2 \right) \times \sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 = 4.37 \text{ Mn}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} \times \sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 = 2.82 \text{ Mn}$$



$$\phi V_c = 2.49 \text{ Mn} \dots \text{Control}$$

$$V_{u_c} = \sigma_{bu} * \text{area of critical section}$$

$$V_{u_c} = 0.794 [2.1 \times 2.1 - (0.505 + 0.5)^2] = 2.7 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = 2.82 \text{ Mn} > V_{u_c} = 2.7 \text{ Mn} \dots \text{satisfied}$$

**Design for Bending Moment:**

$$M_u = 0.794 \times 0.8 \times 2.1 \times (0.4) = 0.534 \text{ MN}$$

Using Reinforced Concrete.

$$M_n = \frac{0.534}{0.9} = 0.59 \text{ MN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{0.59}{2.1 \times 0.505^2} = 1.1 \text{ MN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 1.1}{400}} \right) = 0.0028$$

$$A_{s_{\text{Req}}} = \rho * b * d = 0.0028 * 2100 * 505 = 2969.4 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{\text{min}}}$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times 2100 \times h = 0.0018 \times 2500 \times 600 = 2268 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{\text{req}}} = 2969.4 \geq A_{s_{\text{min}}} = 2268$$

$$\text{Select } 15 \phi 16 = 3015 \text{ mm}^2 > 2969.4 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

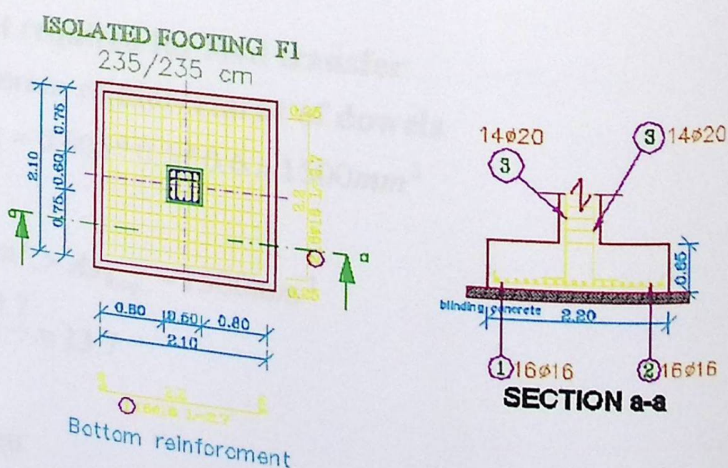


Fig4.22 Isolated footing details



### Check strain to determine $\phi$ :

Tension = Compression

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

$$3015 * 400 = 0.85 * 24 * 2500 * a$$

$$a = 23.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.65}{0.85} = 27.82$$

$$\epsilon_s = \frac{505 - 27.82}{27.82} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.051 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Check transfer of load at base of column:

In column

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_1)$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.5 * 0.5)] = 3.98 \text{ Mn}$$

$$\text{But } P_u = 3.634 < \phi.P_n = 3.98$$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{\min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 0.5 * 0.6 = 1500 \text{ mm}^2$$

Select 10  $\Phi 14$

$$A_{s_{\text{Provided}}} = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{Req.}}} = 1500 \text{ mm}^2$$

In footing

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.5 * 0.5)] \times 2 = 6.63 \text{ Mn}$$

$$\text{But } P_u = 3.5 < \phi.P_n = 6.63$$

$\therefore$  Dowels are not required for load transfer

But use the minimum reinforcement of dowels

$$A_{s_{\min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 0.5 * 0.6 = 1500 \text{ mm}^2$$

Select 10  $\Phi 14$

$$A_{s_{\text{Provided}}} = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{Req.}}} = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{0.24 * F_y * 0.7}{\sqrt{F_c}} = 13.7$$

$$L_d = 192 \text{ mm}$$

Select  $L_d = 200 \text{ mm}$



$$L_{d_{avl}} = h - 75 - 2 * db - 14 = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

ok..  $L_d < L_{d_{avl}}$  .....

**Development Length  $L_d$ :**

Category A, item 2 applies,

$L_d$  for  $\Phi 14$ :

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left( \frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.4 = 32.92 \text{ cm}$$

Available embedment =  $95 - 10 = 85 \text{ cm} > 33.29 \text{ cm}$  ok.

### 4-13 Design of Mat Foundation:

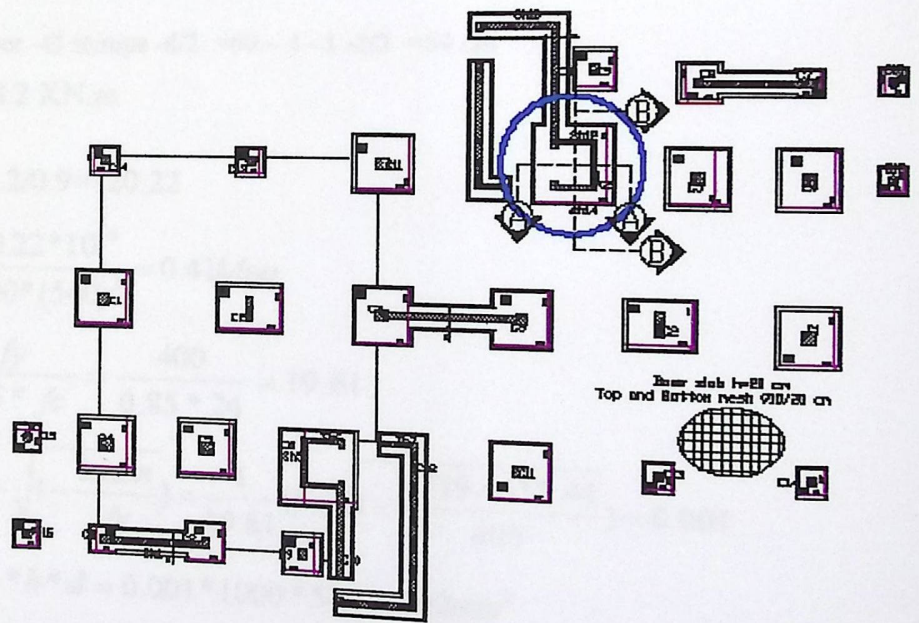
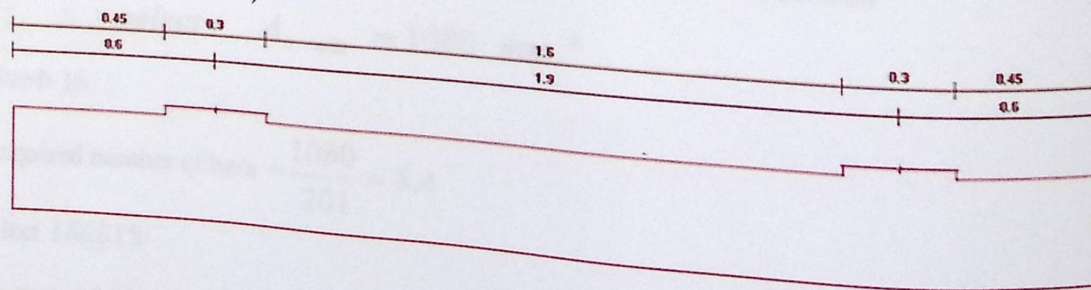


Fig 4,23 position of mat foundation





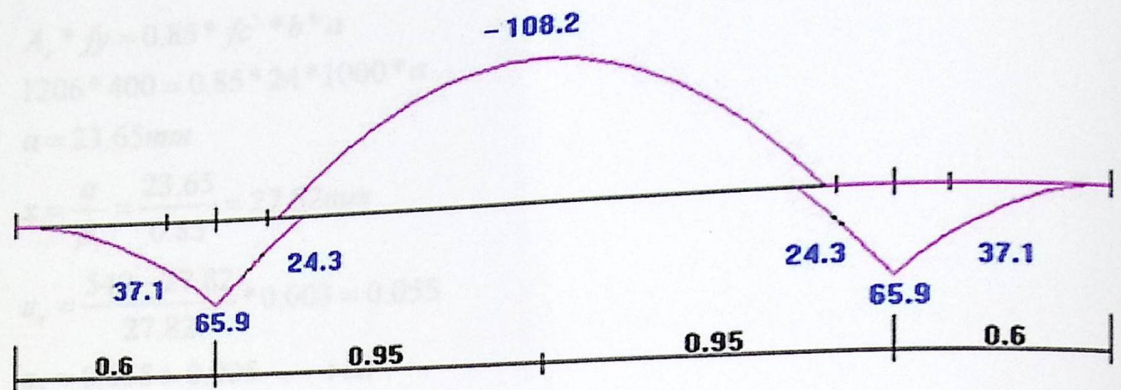


Fig 4-24: Moment Diagram

### Section A-A

#### Design of Positive moment:

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{cover} - \emptyset \text{ stirrups} - d/2 = 60 - 4 - 1 - 2/2 = 54 \text{ cm}$$

$$M_u = 108.2 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 108.2 / 0.9 = 120.22$$

$$K_n = \frac{120.22 \times 10^6}{1000 \times (540)^2} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 0.41}{400}} \right) = 0.001$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 1000 \times 540 = 540 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (1000) (600) = 1080 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s_{min}} = 1080 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi 16$

$$\text{Required number of bars} = \frac{1080}{201} = 5.4$$

Select 16@15

$$A_{s_{provided}} = 6 \times 201 = 1206 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1080 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$



### Check strain to determine $\phi$ :

Tension = Compression:

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

$$1206 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.65}{0.85} = 27.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 27.82}{27.82} * 0.003 = 0.055$$

$$\epsilon_s = 0.055 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

### Design of negative moment:

$$M_u = 37.1 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 1.37/9.0 = 22.41$$

$$K_n = \frac{41.22 * 10^6}{1000 * (540)^2} = 0.14 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.14}{400}} \right) = 0.0004$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.0004 * 1000 * 540 = 180 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (1000) (600) = 1080 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s_{min}} = 1080 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  16

$$\text{Required number of bars} = \frac{1080}{201} = 5.4$$

Select 16@15

$$A_{s_{provided}} = 6 * 201 = 1206 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1080 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$



### Check strain to determine $\phi$ :

Tension = Compression:

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

$$1206 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.65}{0.85} = 27.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 27.82}{27.82} * 0.003 = 0.055$$

$$\epsilon_s = 0.055 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

### Design of shear

The envelop shear diagram are shown in figure 4-6(below :

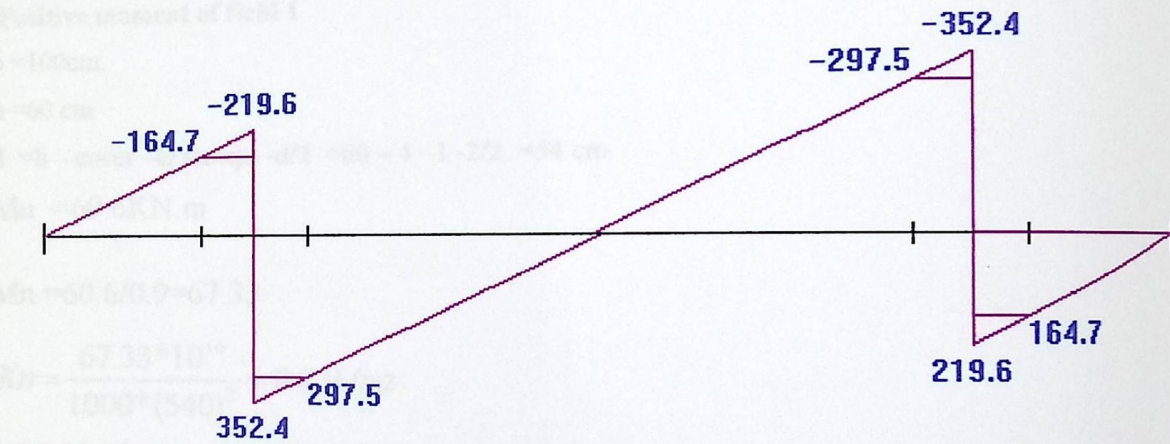


Fig 4-25 Shear Diagram :

### Shear of field 1

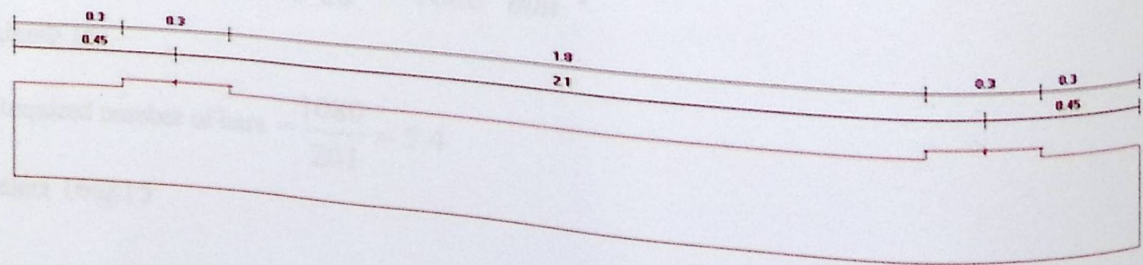
$$V_{u_{\max}} = 297.5 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6 * 1000} * 1000 * 540 = 330.7 \text{ KN}$$

$$\min \phi V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 1000 * 540 * 10^{-3} = 135 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots \text{ok}$$

### Section B-B





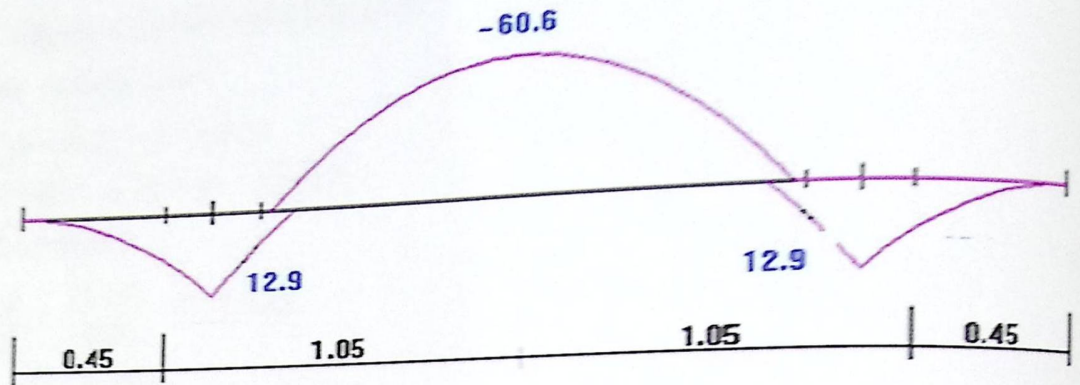


Fig 4-26: Moment Diagram

### Design of Positive moment:

Positive moment of field 1

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{cover} - \phi \text{ strups} - d/2 = 60 - 4 - 1 - 2/2 = 54 \text{ cm}$$

$$M_u = 60.6 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 60.6 / 0.9 = 67.33$$

$$K_n = \frac{67.33 \times 10^6}{1000 \times (540)^2} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 0.23}{400}} \right) = 0.0005$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.0005 \times 1000 \times 540 = 270 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (1000) (600) = 1080 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s_{min}} = 1080 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi 16$

$$\text{Required number of bars} = \frac{1080}{201} = 5.4$$

Select 16@15



$$A_{s,provided} = 6 * 201 = 1206 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1080 \text{ mm}^2 \dots\dots OK$$

**Check strain to determine  $\phi$  :**

Tension = Compression:

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

$$1206 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.65}{0.85} = 27.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 27.82}{27.82} * 0.003 = 0.055$$

$$\epsilon_s = 0.055 > 0.005 \longrightarrow ok$$

**Design of negative moment:**

$$M_u = 12.9 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 9.12 / 0.9 = 33.14$$

$$K_n = \frac{14.33 * 10^6}{1000 * (540)^2} = 0.049 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.049}{400}} \right) = 0.00012$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.00012 * 1000 * 540 = 64.8 \text{ mm}^2$$

Check  $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (1000) (600) = 1080 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s,min} = 1080 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  16

$$\text{Required number of bars} = \frac{1080}{201} = 5.4$$

Select 16@15

$$A_{s,provided} = 6 * 201 = 1206 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1080 \text{ mm}^2 \dots\dots OK$$



### Check strain to determine $\phi$ :

Tension = Compression:

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

$$1206 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.65}{0.85} = 27.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 27.82}{27.82} * 0.003 = 0.055$$

$$\epsilon_s = 0.055 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

#### 4.13.6 Design of shear

The envelop shear diagram are shown in figure )4-6(below :

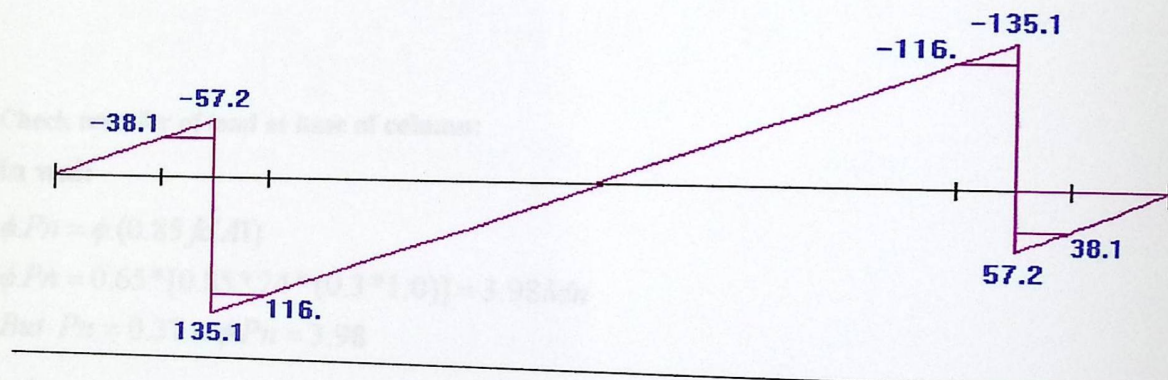


Fig 4-27: Shear Diagram

Shear of field 1

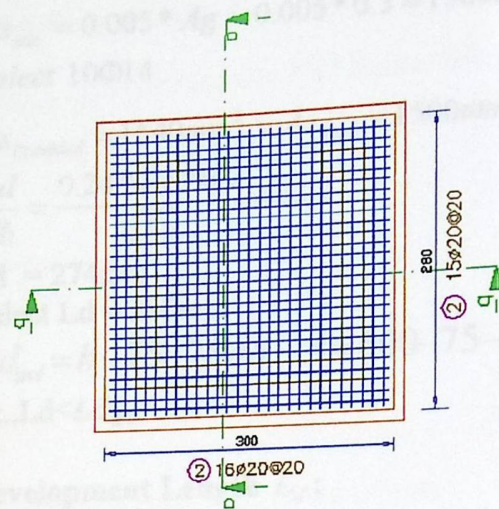
$$V_{u_{\max}} = 116 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6 * 1000} * 1000 * 540 = 330.7 \text{ KN}$$

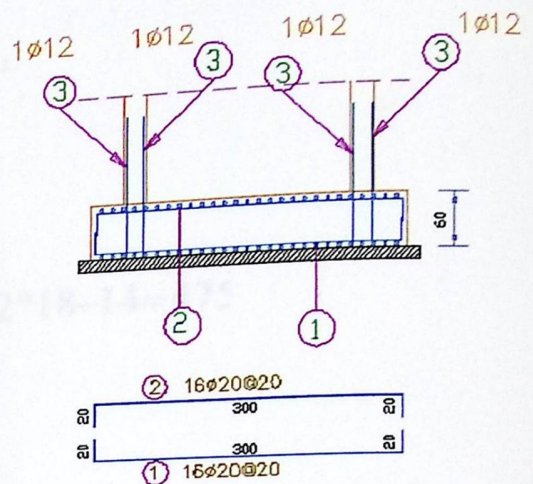
$$\min \phi V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 1000 * 540 * 10^{-3} = 135 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots \text{ok}$$





Bottom Reinforcement



SECTION b-b

Fig4.28 Mat footing details.

**Check transfer of load at base of column:**

**In wall**

$$\phi P_n = \phi (0.85 f_c' A_l)$$

$$\phi P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.3 * 1.0)] = 3.98 Mn$$

$$\text{But } P_u = 0.37 < \phi P_n = 3.98$$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 0.3 * 1.0 = 1500 mm^2$$

Select 10#14

$$A_{s_{Provided}} = 1540 mm^2 > A_{s_{Req.}} = 1500 mm^2$$

**In footing**

$$\phi P_n = \phi (0.85 f_c' A_l) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{0.9}{0.3}} = 1.7 \leq 2$$

$$\phi P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (0.3)] \times 2 = 7.96 Mn$$

$$\text{But } P_u = 3.634 < \phi P_n = 7.96$$

$\therefore$  Dowels are not required for load transfer

But use the minimum reinforcement of dowels



$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 0.3 = 1500 \text{ mm}^2$$

Select 10Φ14

$$A_{s_{provided}} = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s_{req.}} = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L_d}{db} = \frac{0.24 * F_y * 0.7}{\sqrt{F_c}} = 13.7$$

$$L_d = 274 \text{ mm}$$

Select  $L_d = 280 \text{ mm}$

$$L_{d_{avl}} = h - 75 - 2 * db - 14 = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

ok.  $L_d < L_{d_{avl}}$  .....

**Development Length  $L_d$ :**

item 2 applies, Category )A(

$L_d$  for Φ 14:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left( \frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.4 = 32.92 \text{ cm}$$

Available embedment =  $95 - 10 = 85 \text{ cm} > 33.29 \text{ cm}$

ok.

#### 4-14 Design of Shear Wall:

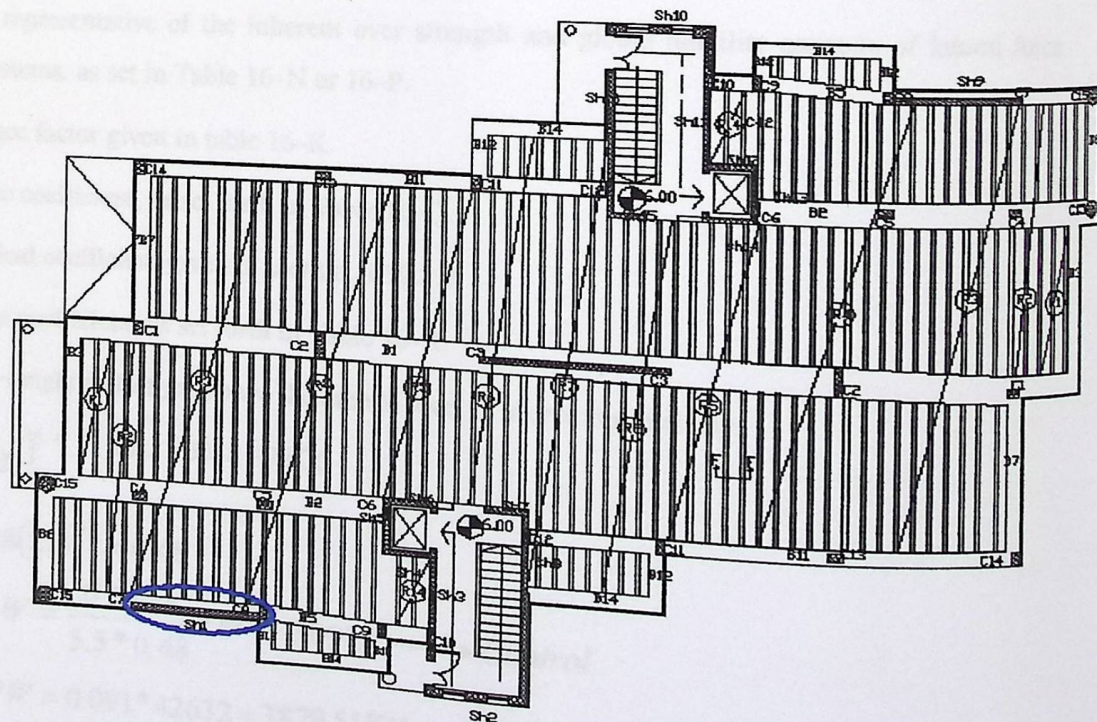


Fig 4,29 position of shear wall



### Calculation of Loads:

$$W_{\text{for one floor}} = DI * Area + DI * Walls * Area + DI * col + DI * stai$$

$$W_{\text{for ground floor}} = 9456 KN$$

$$W_{\text{for first floor}} = 8044 KN$$

$$W_{\text{for second floor}} = 8044 KN$$

$$W_{\text{for third floor}} = 8044 KN$$

$$W_{\text{for fourth floor}} = 8044 KN$$

$$W_{\text{for roof}} = 1000 KN$$

### Calculation of shear force on shear walls :

From Uniform Building Code UBC 1997

$$Z=0.3 \text{ zone "3"}$$

$$R=5.5$$

$$I=1$$

$$C_a = 0.24$$

$$C_v = 0.24$$

$$h_n = 20m$$

$$C_t = 0.02$$

Where:

$Z$  = Seismic zone factor as given in table 16-1.

$R$  = numerical

coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

$I$  = importance factor given in table 16-K.

$C_a$  = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

$C_t$  = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

$C_v$  = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

$h_i, h_n, h_x$  = height in feet )m (above the base to level  $i, n$  or  $x$ , respectively.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{Eq... 30-8) UBC(}$$

$$T = 0.0488(21)^{3/4} = 0.48$$

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.48} * W = 0.091 W \longrightarrow \text{Control}$$

$$V = 0.091 * W = 0.091 * 42632 = 3879.51 KN \longrightarrow \text{Control}$$

$$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.43 * 3879.51 = 116.8 KN$$



### Calculation of Loads:

$$W_{\text{for one floor}} = D_l * \text{Area} + D_l * \text{Walls} * \text{Area} + D_l * \text{col} + D_l \text{ stai}$$

$$W_{\text{for ground floor}} = 9456 \text{ KN}$$

$$W_{\text{for first floor}} = 8044 \text{ KN}$$

$$W_{\text{for second floor}} = 8044 \text{ KN}$$

$$W_{\text{for third floor}} = 8044 \text{ KN}$$

$$W_{\text{for fourth floor}} = 8044 \text{ KN}$$

$$W_{\text{for roof}} = 1000 \text{ KN}$$

### Calculation of shear force on shear walls :

From Uniform Building Code UBC 1997

$Z=0.3$  zone '3'

$R=5.5$

$I=1$

$C_a = 0.24$

$C_v = 0.24$

$h_n = 20 \text{ m}$

$C_t = 0.02$

Where:

$Z$  = Seismic zone factor as given in table 16-1.

$R$  = numerical

coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

$I$  = importance factor given in table 16-K.

$C_a$  = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

$C_t$  = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

$C_v$  = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

$h_i, h_n, h_x$  = height in feet )m (above the base to level  $i$ ,  $n$  or  $x$ , respectively.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{Eq... 30-8) UBC(}$$

$$T = 0.0488(21)^{3/4} = 0.48$$

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.48} * W = 0.091 W \longrightarrow \text{Control}$$

$$V = 0.091 * W = 0.091 * 42632 = 3879.51 \text{ KN} \longrightarrow \text{Control}$$

$$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.43 * 3879.51 = 116.8 \text{ KN}$$



| Floor  | W)KN( | V)KN(   | H)M( | Ft)KN( | )V-Ft(  | )W*H(  | Fx     |
|--------|-------|---------|------|--------|---------|--------|--------|
| roof   | 1000  | 3879.51 | 20   | 116.8  | 2762.71 | 20000  | 108.07 |
| fourth | 8044  | 3879.51 | 18   | 116.8  | 2762.71 | 144792 | 782.37 |
| thired | 8044  | 3879.51 | 15   | 116.8  | 2762.71 | 120660 | 651.98 |
| second | 8044  | 3879.51 | 12   | 116.8  | 2762.71 | 96528  | 521.58 |
| first  | 8044  | 3879.51 | 9    | 116.8  | 2762.71 | 72396  | 391.18 |
| ground | 9469  | 3879.51 | 6    | 116.8  | 2762.71 | 56814  | 306.99 |

Table4.3Calculation of the total Fx.

$$F_x = \frac{(v - Ft) * wx * hx}{\sum wi * hi}$$

$$V_u = F_x * 21\%$$

| Floor  | $\Sigma F_x$ | Vu     | Mu      |
|--------|--------------|--------|---------|
| Roof   | 108.07       | 22.7   | 45.4    |
| fourth | 890.44       | 187    | 606.4   |
| thired | 1542.42      | 323.91 | 1578.13 |
| second | 2064         | 433.44 | 2878.45 |
| first  | 2455.18      | 515.59 | 4425.22 |
| ground | 2762.17      | 580.1  | 7905.82 |

Table 4.4Moment & Shear Values

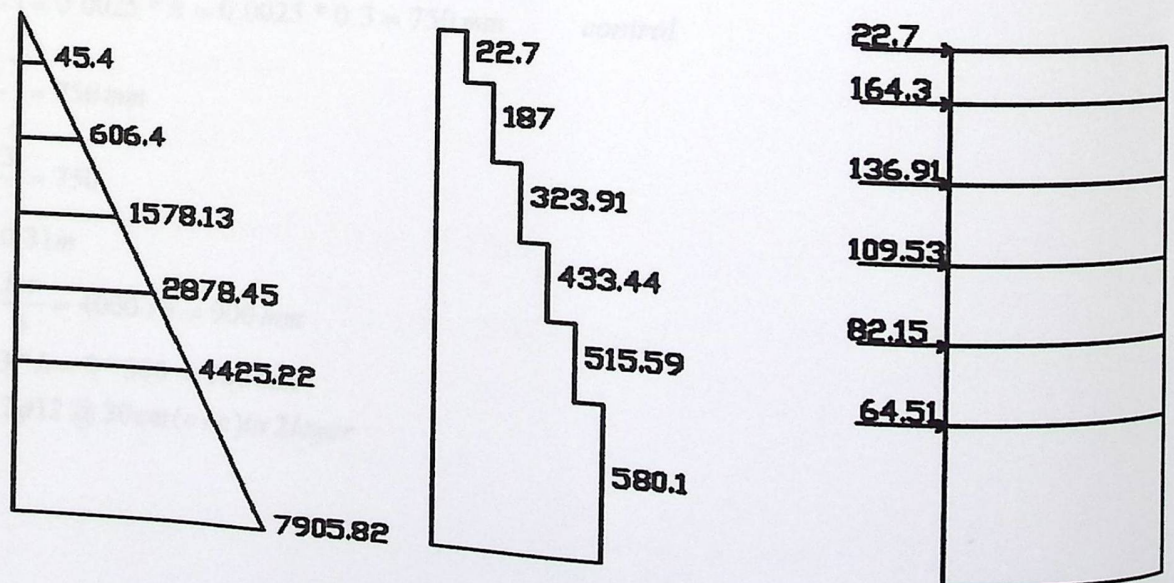


Fig 4,30Moment & Shear Diagram



**Design of shear wall:**

$$F_c = 24 \text{ MPa}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$t = 30 \text{ cm .shear wall thickness}$$

$$L_w = 3.8 \text{ m .shear wall width}$$

$$h_w = 20 \text{ m .story height}$$

**Design of the Horizontal reinforcement:**

**Internal forces & moments:**

$$\sum F_x = V_u = 276217 \text{ KN}$$

**Design it by using Reinforced concrete:**

$$V_u = 580.1 \text{ KN}$$

$$V_n = V_u / 0.75 = 773.47 \text{ KN}$$

**Design of shear**

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 3.8 = 3.2 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * h * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 30 * 300 = 734.85 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$\therefore = 773 - 734.85 = 38.15 \text{ KN}$$

$$\left( \frac{A_v}{S_2} \right) = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{38.15 * 10^3}{400 * 300} = 320 \text{ mm}$$

$$\left( \frac{A_v h}{S_2} \right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.3 = 750 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$\left( \frac{A_v h}{S_2} \right) = 750 \text{ mm}$$

$$\frac{2 * 113}{S_2} = 750$$

$$S_2 = 0.31 \text{ m}$$

$$S_2 = \frac{L_w}{5} = 4000 / 5 = 900 \text{ mm}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

use .... 2 $\phi$ 12 @ 30 cm (c / c) in 2 layer



**Design of the Vertical reinforcement:**

$$\rho_{\min} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\frac{A_v h}{S_2 h} - 0.0025)) S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{20}{3.8} = 5.3 > 2.5$$

$$A_v n = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 3.8 = 1266.66 \text{ mm}$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

Select 2 $\phi$ 12 With area  $A_s = 226 \text{ mm}^2$

$$226 = 0.0025 \times S_1 \times 300$$

$$\therefore S_1 = 301.333 \text{ mm}$$

Select  $S_1 = 30 \text{ cm} < 30.1 \text{ cm}$

$$S = 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} < 127 \text{ cm}$$

————→ Select 2 $\phi$ 12 / 30 cm c / c

Select 2 $\Phi$  12 / 30 cm. In tow layer

#### 4.14.3.3 Design of bending moment:

$$M_n = 7905.82 \text{ KN.m}$$

$$C > \left( \frac{L_w}{4.5} \right) = \frac{3.8}{4.5} = 0.85 \text{ m}$$

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

$$C = 0.85 - 0.1 \times 3.8 = 0.47 \text{ m}$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{0.85}{2.0} = 0.43$$

Select The boundary element = 50 cm > 0.47 cm

$$A_{sv} = A_{s_v} = \frac{L_w}{s_l} \times A_{s_v} \longrightarrow = \frac{3.8}{0.3} \times 226 = 2862.667 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \beta^* f_c^* L_w^* h^* / (A_s^* F_y)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 3.8 \times 0.3 / (2862.667 \times 10^6 \times 400)} = 0.052$$



$$M_u = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_s \times L_w \times \left( 1 - \left( \frac{Z}{L_w} / 2 \right) \right) -$$

$$= 0.9 \times 400 \times 0.5 \times 2862.667 \times 10^{-6} \times 3.8 \times \left( 1 - \frac{0.052}{2} \right) = 1907.16 \text{ kn.m}$$

$$M_{u_{Design}} = 7905.82 - 1907.16 = 5998.66 \text{ kn.m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \phi}{f_y \times (L_w - C_w)} = \frac{5998.66 \times 10^3 / 0.9}{400 \times (3.8 - 0.5)} = 5049.38 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5049.38 + (4 \times 113) = 5275.38 \text{ mm}^2$$

$\therefore$  Use  $\phi 25 \longrightarrow$  Select  $10\phi 25$

## Shear Wall Detail

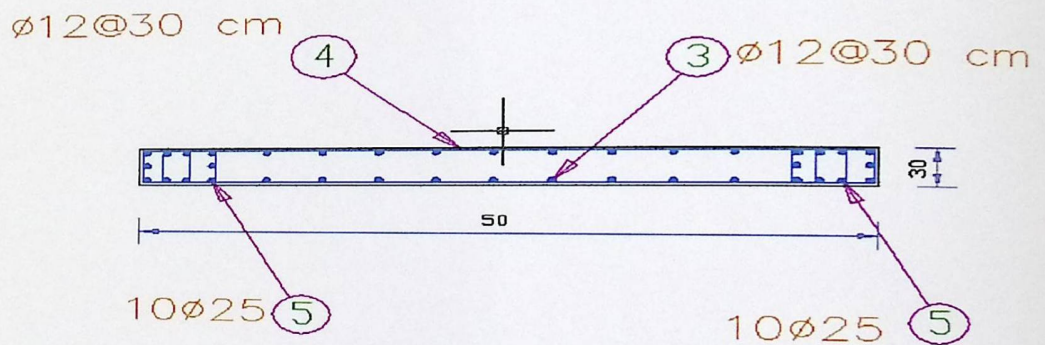


Fig4.31 Details of shear wall:



## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

### النتائج والتوصيات

(1-5) مقدمة:

(1-5) مقدمة:

(2-5) نتائج :

(3-5) توصيات:



## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

#### (1-5) مقدمة:

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

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

#### (2-5) النتائج و التوصيات:

هناك بعض التوصيات التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند تنفيذ هذا المشروع :

1. يجب تنفيذ المبنى حسب المخططات والتصاميم التي تم تجهيزها باقل عدد ممكن من التغيرات حتى لا يتغير المظهر المعماري او حصول أي خطأ أثناء تنفيذ التفاصيل الانشائية.
2. اذا تم اكتشاف ان قيم فحوصات التربة في الموقع تختلف عن القيم التي تم اعتمادها وخاصة بعد اعمال الحفر يجب ان تتم عملية اعادة تصميم الاساسات بشكل يتناسب مع القيم الجديدة للتربة.
3. تصميم المبنى من حيث الانارة والتمديدات الكهربائية.
4. تصميم المبنى من ناحية ميكانيكية تشمل التمديدات الصحية.
5. تحديد تكلفة المبنى بشكل تقديري.



# Chapter 6

## Appendix A

### Project Drawings

### LIST OF DRAWINGS

| STRUCTURAL                         | PLANS |
|------------------------------------|-------|
| Specifications                     | S0    |
| Specifications                     | S00   |
| Foundations Plans                  | S1    |
| Foundations Plans                  | S2    |
| Isolated Footings                  | S3    |
| Mat Foundation 1                   | S4    |
| Mat Foundation 2                   | S5    |
| Strip Footing                      | S6    |
| Retaining Wall                     | S7    |
| Shear Wall                         | S8    |
| First Stair Details                | S9    |
| Second Stair Details               | S10   |
| Column Details                     | S11   |
| Column Details                     | S12   |
| Column Details                     | S13   |
| Solid Slab                         | S14   |
| Distribution of Rib (Ground Floor) | S15   |
| Distribution of Rib (First Floor)  | S16   |
| Distribution of Rib (Second Floor) | S17   |
| Distribution of Rib (Third Floor)  | S18   |
| Distribution of Rib (Fourth Floor) | S19   |
| Ribs Details (Ground Floor)        | S20   |
| Ribs Details (First Floor)         | S21   |
| Ribs Details (Second Floor)        | S22   |
| Ribs Details (Third Floor)         | S23   |
| Ribs Details (Fourth Floor)        | S24   |
| Beams Details                      | S25   |
| Beams Details                      | S26   |
| Beams Details                      | S27   |
| Beams Details                      | S28   |

| ARCHITECTURAL             | PLANS |
|---------------------------|-------|
| Site Plan                 | A00   |
| Dimensioned Basement Plan | A01   |
| Dimensioned Ground Plan   | A02   |
| Dimensioned First Plan    | A03   |
| Dimensioned Second Plan   | A04   |
| Dimensioned Third Plan    | A05   |
| Dimensioned Fourth Plan   | A06   |
| Furnished Basement Plan   | A07   |
| Furnished Ground Plan     | A08   |
| Furnished First Plan      | A09   |
| Furnished Second Plan     | A10   |
| Furnished Third Plan      | A11   |
| Furnished Fourth Plan     | A12   |
| East Elevation            | A13   |
| West Elevation            | A14   |
| North Elevation           | A15   |
| South Elevation           | A16   |
| Section A-A               | A17   |
| Section B-B               | A18   |



## المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE ACI-2002
2. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
3. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.