

بسم الله الرحمن الرحيم

# جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمجمع تجاري سكني

فريق العمل

محمد الخاليلة

رائد البطران

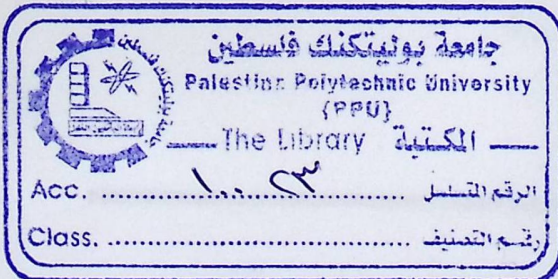
منصور البطوش

إشراف :

د. ماهر عمرو

فلسطين - الخليل

حزيران ٢٠٠٧م





## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

اسم مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري سكني

فريق العمل

محمد يوسف الخلايلة

رائد محمد البطران

منصور أحمد البطوش

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة المناقشة

.....

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....  
حزيران - ٢٠٠٧



## التصميم الإنشائي لمجمع تجاري سكني

فريق العمل

محمد يوسف الخلايلة

رائد محمد البطران

منصور أحمد البطوش

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للموافقة على متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في تخصص هندسة  
المباني.

جامعة بوليتكنك فلسطين

فلسطين - الخليل

حزيران ٢٠٠٧م



## إهداء

إلى الزهرة التي لا تذبل ..... نبع أحنان ..... إلى أمي

إلى الماس الذي لا ينكسر ..... نبع العطاء ..... إلى والدي

إلى ملائكت الأرض ..... شقائق النعمان ..... إلى أشقائي

إلى قناديل الدرب ..... الشموع التي لا تنطفئ ..... إلى أساتذتي

إلى رفاق الدرب ..... بناء المستقبل ..... إلى أصدقائي

إلى صناعات الكرامت ..... رايات المجد ..... إلى شهدائنا

إلى من رفضوا الخضوع ..... من طلبوا العزة ..... إلى أسرانا

إليكم جميعاً أحبتي الهدى هذا الجهد المتواضع

وقل أعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون



## الشكر والتقدير

نتقدم بحريز الشكر إلى كل من أسهم في إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود ، إلى

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ممثلة

بجميع أساتذتها وعاملها على عنائهم المتميز وتعاونهم وتشجيعهم المستمر ،

وخاص بالذکر د. ماهر عمرو مشرف المشروع لما قدمت من تشجيع ودعم وثقت

والذي زودنا ببعض المراجع والمعلومات التي ساعدت على إكمال هذا العمل

هذا ولا ننسى مكتب الرائد الهندسي الذي وافانا بجميع المطبوعات المعمارية

للمشروع .

﴿وقل أعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون﴾



## منخص المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع سكني و تجاري

فريق العمل

محمد يوسف الخلايلة

رائد محمد البطران

منصور أحمد البطوش

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠٠٧م

إشراف

د. ماهر عمرو

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل اللازمة لمجمع سكني و تجاري متعدد الاستخدامات في مدينة دورا. هذا المشروع مكون من سبعة طوابق و يحتوي على إحدى عشر شقق سكنية وبنر للمياه ووضعت مصاعد كهربائية لخدمة مرتادي هذا المجمع، وقد صممت الشقق بحيث تلائم احتياجات العصر الحديث و احتياجات الإنسان ، وهذا المبنى تم تصميمه إنشائيا وفقا للكود الأمريكي ، حيث يحتوي المشروع على التحليل و التصميم الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، بالإضافة إلى احتوائه على كافة المخططات و التفاصيل الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى.



## **Abstract**

### **Structural Design of a Commercial Building**

#### **Work Team**

**Read Al-Batran**

**Mansour Al-Butoush**

**Mohammed Al-Khalailah**

**Palestine Polytechnic University – 2007**

#### **Supervisor**

**Dr. Maher Amro**

The main idea for this project is to design and prepare full detailed structural drawings for the multi story building in Dura city.

This project consists of seven floors and it contains eleven apartments, and one water reservoir, The apartments were designed to accommodate the modern of life and human needs, ACI code was used to design, The project includes the structural analysis and design and the executive drawings .



## الفهرس

رقم الصفحة	العنوان
I	صفحة العنوان الرئيسية
II	شهادة تقييم مشروع التخرج
III	تقرير مشروع التخرج
IV	صفحة الإهداء
V	صفحة الشكر و التقدير
VI	صفحة الملخص (باللغة العربية)
VII	صفحة الملخص (باللغة الانجليزية)
VIII	فهرس المحتويات
XII	فهرس الجداول
XIII	فهرس الأشكال
XV	فهرس المخططات المعمارية
XVI	فهرس المخططات الإنشائية
XVIII	جدول الرموز



رقم الصفحة	رقم التراكيب	العنوان
		<b>الفصل الأول : المقدمة</b>
		<b>تمهيد (١,١)</b>
٣		مشكلة المشروع (٢,١)
٣		هدف المشروع (٣,١)
٤		أسباب اختيار المشروع (٤,١)
٤		نطاق المشروع (٥,١)
٥		خطوات المشروع (٦,١)
٦		حدود الدراسة (٧,١)
٦		وصف عام للمشروع (٨,١)
		<b>الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع</b>
٨		لمحة عامة (١,٢)
١٠		المشروع المقترح (٢,٢)
١١		وصف الموقع العام (٣,٢)
١١		عناصر المشروع (٤,٢)
١٢		المحال التجارية (١.٤.٢) (٤.٢)
١٢		الشفق السكنية (٣.٤.٢) (٤.٢.١)
١٢		بنر المياه (٢.٤.٢) (٤.٢.٢)
١٢		المصعد الكهربائي والعادي (٣.٤.٢) (٤.٢.٣)
١٣		طابق السدة (٤.٤.٢) (٤.٢.٤)
١٣		المخازن (٥,٤.٢) (٤.٢.٥)
١٣		المنور (٦.٤.٢) (٤.٢.٦)
		Design of beam(B10) (٤.٣)
		Calculation of thickness (٤.٣.١)



١٣	وصف الواجهات	(٥,٢)
١٦	تحقيق الفعاليات المختلفة	(٦,٢)
	الفصل الثالث : وصف العناصر الإنشائية	
١٨	الاختبارات العملية	(١,٣)
١٩	الدراسات النظرية والتحليلية وطريقة العمل	(٢,٣)
٢٠	الأحمال (الميتة والحية والزلازل)	(١.٢.٣)
٢٤	العقدات ومواصفات الأعصاب	(٢.٢.٣)
٢٦	الجسور	(٣.٢.٣)
٢٧	الأعمدة	(٤.٢.٣)
٢٨	الأساسات	(٥.٢.٣)
٣٠	الجدران الاستنادية	(٦.٢.٣)
٣٠	جدران القص	(٧.٢.٣)
٣٠	البرامج المستخدمة في التصميم والرسم	(٣.٣)

#### Chapter Four :Design and Structural

32	Introductions	(4.1)
33	Design of rib	(4.2)
33	Calculate of dead load and live load	(4.2.1)
33	load calculations for (T-section)	(4.2.2)
34	Design of top slab	(4.2.3)
35	Calculate of ultimate moment	(4.2.4)
37	Rib Design (R3) in the first ground floor	(4.2.5)
46	Deflection limitations	(4.2.6)
48	Design of beam(B16)	(4.3)
48	Calculation of thickness	(4.3.1)



49	Design for positive moment	(4.3.2)
51	Design for negative moment	(4.3.3)
54	Design of Shear	(4.3.4)
57	Design of column	(4.4)
62	Design of stairs	(4.5)
66	Design of Landing	(4.5.5)
68	Design of Footing	(4.5)
68	Design of Isolates Footing	(4.5.1)
74	Design Of Combined Footing	(4.6)
80	Design of Strip Footing	(4.7)
84	Design of Mat Footing	(4.8)
92	Design of Basement Footing	(4.9)
99	Design of Shear Wall	(4.10)

الفصل الخامس: الاستنتاجات والتوصيات

١١٣

الاستنتاجات

١١٤

التوصيات

١١٥

قائمة المصادر والمراجع



## فهرس الجداول

رقم الصفحة	الجدول
٢٠	الجدول رقم (١) : جدول الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة .....
٢٣	الجدول رقم (٢) : قيم $C_a$ .....
٢٣	الجدول رقم (٣) : قيم $C_v$ .....
٤١-٣٩	الجدول رقم (٤) : جدول الأساسات .....
١٠٥-١٠٠	الجدول رقم (٤) : جداول جدران القص .....
١٤	شكل (١-١) : التربة الرملية
١٤	شكل (١-٢) : التربة الصخرية
١٥	شكل (١-٣) : التربة الطينية
١٦	شكل (١-٤) : التربة الصخرية
١٦	شكل (١-٥) : بعض العناصر الإنشائية
٢١	شكل (١-٦) : مفردات الإنشائية
٢٥	شكل (١-٧) : بطاقة ذات الجوانب واحد
٢٦	شكل (١-٨) : خريطة ارتباط الصور بالأصناف ثم الأساسات
٢٧	شكل (١-٩) : الصور الرئيسية والكروية
٢٧	شكل (١-١٠) : بعض مقاطع الأصناف
٢٩	شكل (١-١١) : أنواع الأساسات الشريطية
٢٩	شكل (١-١٢) : قطاع رأسي في القاعدة المنحرفة



## فهرس الاشكال

رقم الصفحة

الشكل

- شكل (١-١) : الجدول الزمني المقترح للمشروع ..... ٥
- شكل (١-٢) : صورة جوية لموقع المشروع ..... ٩
- شكل (٢-٢) : منظور للمبنى من الشارع الرئيسي ..... ١٠
- شكل (٣-٢) : مخطط الموقع العام ..... ١١
- شكل (٤-٢) : الواجهة الغربية ..... ١٤
- شكل (٥-٢) : الواجهة الشمالية ..... ١٤
- شكل (٦-٢) : الواجهة الشرقية ..... ١٥
- شكل (٧-٢) : الواجهة الجنوبية ..... ١٦
- شكل (١-٣) : بعض العناصر الإنشائية ..... ١٩
- شكل (٢-٣) : مكونات الأرضية ..... ٢١
- شكل (٣-٣) : بلاطة ذات اتجاه واحد ..... ٢٥
- شكل (٤-٣) : كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأساسات ..... ٢٦
- شكل (٥-٣) : الجسور الرئيسية و الفرعية ..... ٢٧
- شكل (٦-٣) : بعض مقاطع الأعمدة ..... ٢٧
- شكل (٧-٣) : أنواع الأساسات الشريطية ..... ٢٩
- شكل (٨-٣) : قطاع رأسي في القاعدة المنفصلة ..... ٢٩



- Fig.(4-1): Geometry of rib3 .**
- Fig.(4-2): Section in ceiling .**
- Fig.(4-3): Envelope diagram of rib3 .**
- Fig.(4-4): Details of rib3.**
- Fig.(4-5): Shear diagram of rib3.**
- Fig.(4-6): Details of shear reinf. of rib3 .**
- Fig.(4-7): Elastic deflection of rib 3.**
- Fig.(4-8): Long term deflections of rib 3.**
- Fig.(4-9): Span length of beam 16.**
- Fig.(4-10): Moment envelope of beam 16 .**
- Fig.(4-11): Shear envelope of beam 16 .**
- Fig.(4-12): Stair details.**
- Fig.(4-13): Shear and moment diagram of beam 16 .**
- Fig.(4-14): Shear and moment diagram of CF1 .**
- Fig.(4-15): Shear and bending moment diagram**
- Fig.(4-16): Details of CF1 .**
- Fig.(4-17): Geometry and loads of strip footing .**
- Fig.(4-18): Details of strip footing .**
- Fig.(4-19): Dimension of mat footing under stair .**
- Fig.(4-20): Sections of mat footing under stair .**
- Fig.(4-21):Shear diagram of mat footing under stair section A-A .**
- Fig.(4-22): Moment diagram of mat footing under stair section A-A.**
- Fig.(4-23): Section B-B of mat footing under stair .**
- Fig.(4-24): Shear of mat footing under stair .**
- Fig.(4-25): Moment diagram of mat footing under stair.**
- Fig.(4-26): The basement wall.**
- Fig.(4-27): Moment of basement wall.**
- Fig.(4-28): The shear wall.**



## فهرس المخططات المعماري

رقم اللوحة

اسم اللوحة

- (A-02).....الموقع العام
- (A-03).....مسقط طابق التسوية
- (A-04).....مسقط الطابق الأرضي
- (A-05).....مسقط الطابق الأول
- (A-06).....مسقط الطابق الثاني
- (A-07).....المسقط الأول بالفرش
- (A-08).....المسقط الثاني بالفرش
- (A-09).....الواجهة الغربية
- (A-10).....الواجهة الشرقية
- (A-11).....الواجهة الشمالية
- (A-12).....الواجهة الجنوبية
- (A-13).....المقطع (أ-أ)
- (A-14).....المقطع (ب-ب)



## فهرس ألمخططات الإشبائية

رقم اللوحة	اسم اللوحة
(S-01).....	مخطط القواعد وجسورة الربط
(S-02).....	مقطع في الأساس المنفرد مع تسليحه.
(S-04).....	مقطع في الأساس المنفرد مع تسليحه.
(S-05).....	مقطع في الأساس المستمر مع تسليحه.
(S-06).....	مقطع في أساس الفرشة مع تسليحه.
(S-07).....	مسقط طابق التسوية يبين توزيع الأعصاب.
(S-08).....	مسقط الطابق الأرضي يبين توزيع الأعصاب.
(S-09).....	مسقط الطابق الأول يبين توزيع الأعصاب.
(S-10).....	مسقط الطابق الثاني والمكرر يبين توزيع الأعصاب.
(S-11).....	مسقط الطابق الأول يبين توزيع الجسور.
(S-12).....	مسقط الطابق الثاني والمكرر يبين توزيع الجسور.
(S-13).....	مسقط الطابق الأرضي يبين توزيع الأعمدة.
(S-14).....	مسقط الطابق الأرضي يبين تفريدي حديد تسليح الأعصاب.
(S-15).....	مسقط الطابق الأول يبين تفريد حديد تسليح الأعصاب.
(S-16).....	مسقط الطابق الثاني يبين تفريد حديد تسليح الأعصاب.



- (S-17).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-18).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-19).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-20).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-21).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-21).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-22).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-23).....مقطع في الجسور مع تفريد حديد التسليح
- (S-24).....مقاطع للأعمدة مع تسليحها
- (S-25).....مقاطع للأعمدة مع تسليحها
- (S-26).....مسقط يبين تسليح حديد بيت الدرج
- (S-27).....مقطع لجدار استنادي وجسور ربط
- (S-28).....مقاطع لجدار البئر وتسليح أرضيته استنادي وجسور
- (S-29).....مقاطع عمودية في البئر
- (S-30).....مقطع عمودي في العمود ومقاطع لجسور العقدة



### List of abbreviation

- ▶ **A<sub>c</sub>** = area of concrete section resisting shear transfer.
- ▶ **A<sub>s</sub>** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- ▶ **A<sub>g</sub>** = gross area of section.
- ▶ **A<sub>v</sub>** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- ▶ **b** = width of compression face of member.
- ▶ **b<sub>w</sub>** = web width, or diameter of circular section.
- ▶ **DL** = dead loads.
- ▶ **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension
- ▶ **E<sub>c</sub>** = modulus of elasticity of concrete.
- ▶ **F<sub>y</sub>** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- ▶ **h** = overall thickness of member.
- ▶ **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- ▶ **L<sub>n</sub>** = Length of clear span .
- ▶ **LL** = live loads.
- ▶ **L<sub>d</sub>** = development length.
- ▶ **M** = bending moment.
- ▶ **M<sub>u</sub>** = factored moment at section.
- ▶ **M<sub>n</sub>** = nominal moment.
- ▶ **P<sub>n</sub>** = nominal axial load.
- ▶ **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- ▶ **T<sub>c</sub>** = nominal tensional concrete moment strength provided by concrete.
- ▶ **V<sub>c</sub>** = nominal shear strength provided by concrete.
- ▶ **V<sub>n</sub>** = nominal shear stress.
- ▶ **V<sub>s</sub>** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- ▶ **V<sub>u</sub>** = factored shear force at section.
- ▶ **W<sub>c</sub>** = weight of concrete. (Kg/m<sup>3</sup>).
- ▶ **W** = width of beam or rib.
- ▶ **W<sub>u</sub>** = factored load per unit area.



- ▶  $\Phi$  = strength reduction factor.
- ▶  $\rho$  = ratio between area of concrete to area of steel .
- ▶  $f_c'$  = specified compressive strength of concrete, MPa
- ▶  $f_{cu}$  = effective compressive strength of the concrete in a strut or a nodal zone, MPa
- ▶  $f_r$  = modulus of rupture of concrete, MPa
- ▶  $S$  = elastic section modulus of section, mm<sup>3</sup>,
- ▶  $P_n$  = nominal strength of cross section subject to compression, N
- ▶  $L_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.
- ▶  $M_1$  = smaller factored end moment on a compression member
- ▶  $M_2$  = larger factored end moment on compression member
- ▶  $K$ : effective length factor ( $K= 1$  for braced frame).
- ▶  $r$ : radius of gyration
- ▶  $I_g$  = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm<sup>4</sup>
- ▶  $\delta_{ns}$  = moment magnification factor for frames braced against side sway, to reflect effects of member curvature between ends of compression member
- ▶  $C_m$  = a factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram
- ▶  $P_c$  = critical load, N.
- ▶  $E_s$  = modulus of elasticity of reinforcement, MPa.
- ▶  $I_g$  : moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis , neglecting reinforcement , cm<sup>4</sup> .
- ▶  $I_{s_e}$  : moment of inertia of concrete about centroidal axis of member cross section , cm<sup>4</sup>
- ▶  $EI$  = flexural stiffness of compression member.
- ▶  $d_b$  = nominal diameter of bar, wire, or prestressing
- ▶  $\rho_b$  = reinforcement ratio producing balanced strain conditions.
- ▶  $h$  = overall thickness of member, mm



- ▶  $L$  = span length of beam or one-way slab,
- ▶  $\beta$  = ratio of clear spans in long to short direction of two-way slabs
- ▶  $A_s$  = area of nonprestressed tension reinforcement, mm<sup>2</sup>
- ▶  $A_{s,min}$  = minimum amount of flexural reinforcement, mm<sup>2</sup>
- ▶  $P_b$  = nominal axial load strength at balanced strain conditions.
- ▶  $P_o$  = nominal axial load strength at zero eccentricity, N
- ▶  $P_u$  = factored axial load at given eccentricity, N
- ▶  $h_w$  = total height of wall from base to top, mm
- ▶  $l_w$  = horizontal length of wall, mm
- ▶  $\beta_c$  = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area
- ▶  $T$  = elastic fundamental period of vibration, in seconds,
- ▶  $V$  = The total design lateral force or shear at the base
- ▶  $W$  = the total seismic dead load defined
- ▶  $Z$  = seismic zone factor as given in Table 16-I.
- ▶  $C_a$  = 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.
- ▶  $I$  = importance factor given in Table 16-K.
- ▶  $R$  = numerical coefficient representative .
- ▶  $w_c$  = weight of concrete, kg/m<sup>3</sup>



## الفصل الأول

### المقدمة

إن ما يشهده عصرنا الحاضر من نمو بشري وزيادة خلقة في عدد السكان وما لاحقه من نمو  
الاصناعي كبير في جميع مناطق العالم لا يحظى بالموافاة والمثلنا وخاصة في محافظة العقيل ولطرا  
لما لوحظ من خلل في التوزيع السكاني المستطرد على رغبة المصنوعين في إقامة المصانع  
المكبدة وأيضا المصنعات التجارية سواء كان غير الأمرين مشتركين معا في نفس البقعة أو منفصلين كلا  
على حدة . فلهذا كلفتنا هذه الدراسة لمشكلة المشروع . في تسهيل أمور حكومتنا

#### (١-١) نظرة عامة .

#### (٢-١) مشكلة المشروع .

#### (٣-١) الهدف من المشروع .

#### (٤-١) أسباب اختيار المشروع .

#### (٥-١) نطاق المشروع .

#### (٦-١) خطوات المشروع .

#### (٧-١) حدود الدراسة .

#### (٨-١) وصف عام للمشروع .



## الفصل الأول

### المقدمة

إن ما يشهده عصرنا الحاضر من نمو بشري وزيادة هائلة في عدد السكان وما لاحقه من نمو اقتصادي كبير في جميع مناطق العالم، فإننا لاحظنا هذا النمو في وطننا وخاصة في محافظة الخليل ونظرا لما لوحظ من خلال الفترات القصيرة الماضية من ازدياد مضطرد على رغبة المستثمرين في إقامة العمارات السكنية وأيضا المجمعات التجارية سواء كان هذين الأمرين مشتركين معا في نفس البناية أو منفصلين كلا على حده، تلبية لتغطية هذا الازدياد في عدد السكان ورغبة الناس في تسهيل أمور حياتهم.

وفي هذه الأيام باتت العمارات السكنية والمجمعات التجارية من أهم المعالم الرائدة والحيوية في بلادنا خلال الأعوام الأخيرة تلبية لما يشهده عصرنا هذا من نمو بشري ونقص في الأراضي وكذلك ارتفاع أسعار الأراضي بشكل سريع في تلك المناطق الحيوية وهذا من الأسباب التي قادت الناس إلى الاتجاه إلى ما يسمى "البناء العمودي" وهو البناء الأكثر شهرة في وقتنا الحاضر، ومن هذه الأسباب كان الدافع للاهتمام بهذا الموضوع واختيار بناية مكونة من مجمع تجاري وعمارة سكنية وتصميمه من ناحية إنشائية كذلك عمل كافة الدراسات والتحليل الإنشائية لجميع عناصر المبنى وتصميمها بشكل نهائي بحيث يكون المبنى قادرا على تحمل القوى المؤثرة عليه.

### 1-1 تمهيد:

لقد أصبح الشكل المعماري للمبنى واحد من أهم العناصر الجذابة للمبنى وتعتبر أيضا من عناصر الدعاية، مما تكسب هذا المبنى الشهرة ويعتبر ظهور هذه المجمعات التجارية والسكنية أحد أهم العناصر الاقتصادية في وقتنا الحاضر فزاد الطلب على بناء مثل هذه المجمعات مما أدى إلى ظهور طراز معماري جديد يضيف إلى المدينة طابع الحدائة لما نشهده من توسع عمراني رئيسي والذي أوجده العديد من الأسباب، منها قلة الأراضي، وارتفاع أسعارها، والزيادة السرعة في عدد السكان. ومن هذا المنطلق وقع الاختيار على تصميم بناية مكونة من مركز تجاري وشقق سكنية في مدينة دورا جنوب مدينة خليل الرحمن على قطعة



ارض تبلغ مساحتها الإجمالية  $569m^2$  وهذا المشروع عبارة عن مشروع تجاري سكني مكون من 7 طبقات منه طابقين تجاري وخمس طبقات سكني بحيث يحتوي كل طابق على ثلاث شقق سكنية بمساحة إجمالية  $364m^2$ . وهذا المشروع يلبي كافة متطلبات التصميم المعماري الخاصة في التصميم سواء كانت للمباني التجارية أو السكنية من حيث موقع المشروع وما يلزم ذلك من مساحات واسعة لمختلف الأنشطة وقد تم تصميم هذا المشروع بناء على طلب قدمه السيد محمد عبد الله جابر الدراويش من سكان مدينة دورا إلى مكتب الرائد للهندسة، وقد قام بتصميم هذا المشروع معماريا كل من م. سلامة زيدان و م. عايذة القوا سمي.

### 2-1 مشكلة البحث:

المشروع هو عبارة عن تصميم مجمع تجاري سكني إنشائيا، وسوف يتم من خلال هذا المشروع دراسة كافة الدراسات الإنشائية وتحديد المواقع للأعمدة ومعرفة تامة بالعناصر الإنشائية الحاملة، كذلك يتم من خلال هذا المشروع عمل كافة التصميم لمجمل العناصر الإنشائية من أساسات وأعمدة وعقدات وجدران قص وخزانات المياه كذلك لا بد من عمل كافة المخططات التنفيذية اللازمة للمشروع.

### 3-1 الهدف من المشروع:

يتلخص المشروع في الأهداف التالية:

- عمل تصميم إنشائي متكامل لمجمع تجاري سكني، وما يبنى على ذلك من تجهيز لمخططات إنشائية بحيث يكون المشروع جاهز للتنفيذ ولا يكون هناك تصادمات بين الجانب المعماري والجانب الإنشائي في المشروع مع عمل جو مريح للزبائن والأشخاص المقيمين في هذا البناء.
- المحافظة على الجانب المعماري في المشروع وعمل كافة القدرات الإنشائية لإبقاء العناصر الجمالية في المشروع.
- تطبيق الدراسات والمعلومات والخبرات التي تم دراستها في جوانب التصميم المختلفة إنشائيا ومعماريا وربطها مع بعضها البعض.



#### 4-1 أسباب اختيار المشروع:

يرجع اختيارنا لهذا المشروع للأسباب التالية:

- اكتساب الخبرة بالقيام بتصميم مبنى مكون من عدة طبقات ومتعدد العناصر الإنشائية وكذلك معرفة كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لتصميم المبنى.
- زيادة الطلب على عمل مثل هذه المشاريع في الآونة الأخيرة نظرا لما أوردناه سابقا من أسباب.
- يجمع هذا المبنى بين التصميم التجاري والسكني بحيث يجمع بين متطلبات التصميم الإنشائي للمجمعات التجارية والشقق السكنية

#### 5-1 نطاق المشروع:

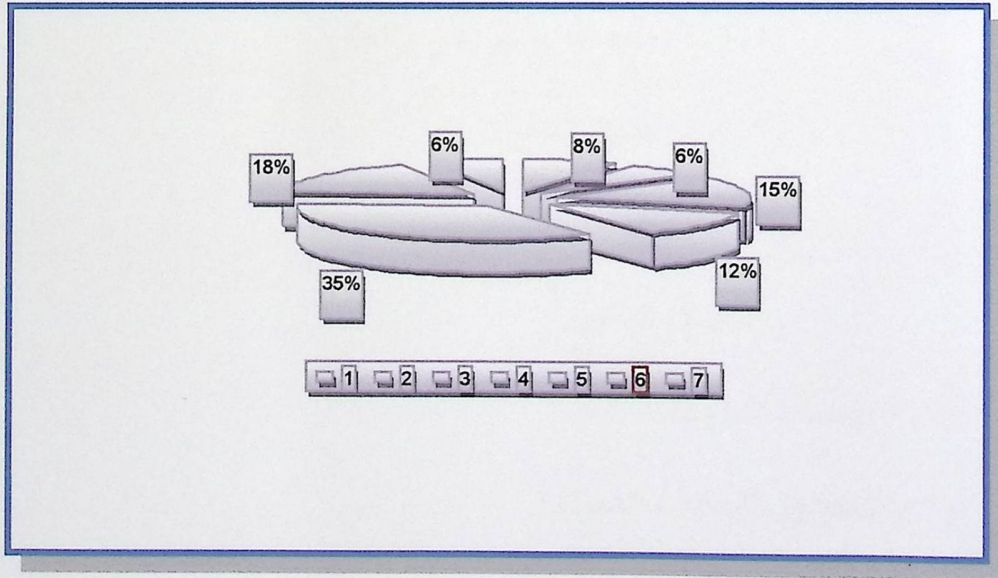
دراستنا في هذا المشروع تقتصر على الدراسات الإنشائية للمباني التجارية والسكنية وخاصة الدراسات الإنشائية الخرسانية، كذلك عمل بعض التغييرات إذا كانت ضرورية على الجانب المعماري في حال تعذرت الحلول الإنشائية اللازمة لعمل مشروع سليم من الناحية الإنشائية ومتكامل مع الجانب المعماري. قد يتم التطرق إلى التصميم الكهربائي والميكانيكي للمبنى.



## 6-1 خطوات المشروع :

- الاطلاع وعمل الدراسات على المخططات المعمارية للمبنى
- إدخال التغييرات المعمارية إن وجدت.
- دراسة المبنى إنشائيا وتحديد أنواع العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال لكل نوع من أنواع العناصر الإنشائية .
- عمل التحليل الإنشائي لكافة عناصر المبنى.
- عمل التصميم الإنشائي لهذه العناصر.
- عمل المخططات التنفيذية للمشروع .
- عرض المشروع للمناقشة.

كما أن الجدول الزمني المقترح للمشروع مبين في الجدول التالي:



شكل (1-1): الجدول الزمني المقترح للمشروع



## 7-1 حدود الدراسة :

تقتصر الدراسة على إجراء التصميم الإنشائي لمجمع تجاري سكني بشكل يتطابق مع المتطلبات المعمارية الأولية المحددة وبشكل يتوافق مع مختلف العناصر الجمالية داخل هذا المبنى .

## 8-1 وصف عام للمشروع :

- الفصل الأول : المقدمة .
- الفصل الثاني : الوصف المعماري .
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي .
- الفصل الرابع : التحليل و التصميم الإنشائي للعناصر .
- الفصل الخامس : الاستنتاجات والتوصيات .



## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

(١,٢) لمحمة عامة عن المشروع .

(٢,٢) المشروع المقترح .

(٣,٢) وصف موقع البناء .

(٤,٢) عناصر المشروع المقترح .

(١,٤,٢) المحال التجارية

(٢,٤,٢) الشقق السكنية

(٣,٤,٢) بئر المياه

(٤,٤,٢) المصعد الكهربائي والعادي

(٥,٤,٢) طابق السدة .

(٦,٤,٢) المخازن .

(٧,٤,٢) المنور.

(٥,٢) وصف الواجهات

(٦,٢) تحقيق الفعاليات المختلفة



## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

١,٢ لمحة عامة عن المشروع :

عملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، حيث يجري التوزيع الأولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا " دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية حيث أن من أهم أهداف هذا التصميم هو تحقيق الراحة والسهولة واليسر للوصول إلى المكان المنشود وتوفير كل ما يلزم من مواقف للسيارات ومطاعم وغير ذلك، والمبنى ذو واجهات معمارية جميلة تظفي طابعا جماليا للمنطقة.

أما الموقع العام وعلاقته بالمبنى حيث تم تصميمه بما يراعي كون المشروع تجاري، وهذا يتطلب وقوعه على الشارع الرئيسي واستغلال جميع ارض المشروع حيث انه ليس من الضروري وجود ساحات خارجية وفراغات جمالية مع مراعاة القوانين والتشريعات المطبقة في المنطقة مع الاهتمام بالعناصر الجمالية في المشروع بما يحقق الجذب والدعاية للمشروع.



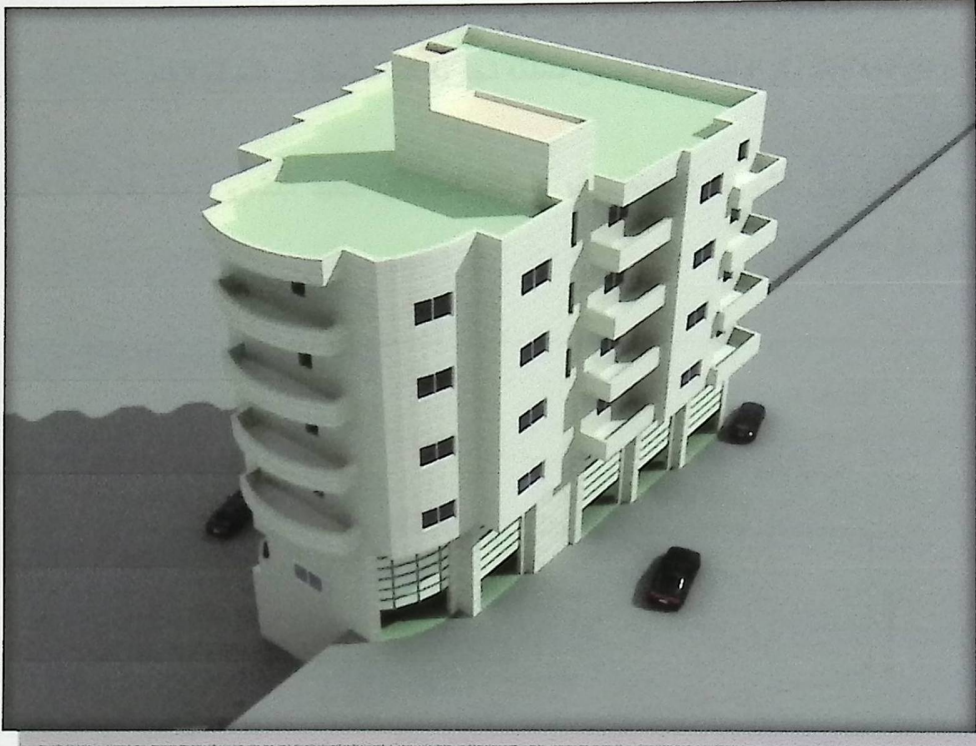


شكل (١-٢): صورة جوية لموقع المشروع



## ٢,٢ المشروع المقترح :

هذا البناء هو مبنى تجاري سكني لمواطن من مدينة دورا وهو محمد عبده جابر الدراويش يتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهيكل الإنشائي للمبنى، فقد تم الحصول على المخططات المعمارية النهائية من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.



الشكل (٢-٢): منظور للمبنى من الشارع الرئيسي

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشائه هو مجمع تجاري يتكون من سبع طبقات، وتبلغ مساحة كل طابق 362 متر مربع، والمساحة الإجمالية لجميع المبنى ٢٣٤٢ مترا مربعا، وهذا جدول المساحات.

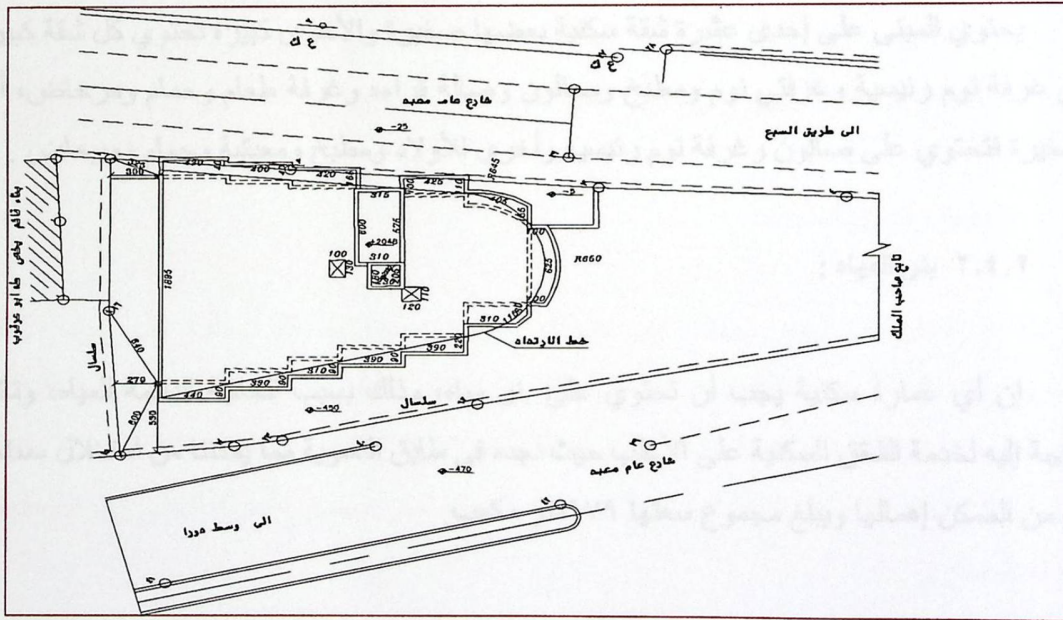


## ٣,٢ وصف موقع البناء :

المبنى يقع في مدينة دورا في وادي أبو القمره الغربي في المنطقة المشار إليها في الخرائط الملحقة والتي تبلغ مساحتها ما يقارب ٥٦٩ مترا مربعا، أما رقم القطعة فهو ٩١ والحوض رقم ٢٣٥٤٣، وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى :

- أ- سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي.
- ب- الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي متوفرة.
- ت- أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم.
- ث- هذا ومن الملاحظ وقوع المشروع ضمن منطقته تجاريه كما نلاحظ في الموقع العام.

تم من خلال تحقيق الشروط السابقة توفير المكان المناسب لتنفيذ المشروع بما يلائم المخططات المعمارية المقترحة للمشروع.



شكل (٣-٢) مخطط الموقع العام (Site Plan)

## ٤,٢ عناصر المشروع المقترح:

المشروع المقترح مكون من سبعة طوابق مقسمة إلى طابق ارضي يحتوي على بئر للماء يحتوي كذلك على ستة محال تجاريه، و طابق أول يحتوي على شقة سكنية وثلاث محال تجاريه وكذلك يحتوي على



طابق السدة وهي عبارة عن شقه سكنيه، أما الطابق الثاني فهو عبارة عن ثلاث شقق سكنيه والثالث والرابع والخامس فيحتوي كل منهما على شقتين سكنيتين، ويمكن تفصيل العناصر على النحو التالي:

#### ١,٤,٢ المحال التجارية:

من الملاحظ من خلال المخططات المعمارية أن المحال التجارية هي العنصر الأبرز في المشروع، حيث يبلغ عددها تسعة محال موزعة ستة في طابق التسوية وذلك بارتفاع ٤,١٦ مترا وثلاث في الطابق الأرضي بارتفاع ٥,٤٦ مترا بمساحات مختلفة ولأغراض مختلفة، وفيها كل ما يوفر الراحة للتاجر والمشتري ومرحاض صغير لخدمة المحل .

#### ٣,٤,٢ الشقق السكنية:

يحتوي المبنى على إحدى عشرة شقة سكنية بعضها صغيرة والأخرى كبيرة تحتوي كل شقة كبيرة على غرفة نوم رئيسية وغرفتي نوم ومطبخ وصالون وصالة قراءه وغرفة طعام وحمام ومرحاض، أما الصغيرة فتحتوي على صالون وغرفة نوم رئيسيه وأخرى للأولاد ومطبخ ومعيشة وحمام ومرحاض .

#### ٢,٤,٢ بئر المياه :

إن أي عمارة سكنية يجب أن تحتوي على بئر مياه، وذلك بسبب الحاجة الدائمة للمياه، وتأتي الحاجة إليه لخدمة الشقق السكنية على الأغلب حيث نجده في طابق التسوية مما يمكننا من استغلال مساحة كان من الممكن إهمالها ويبلغ مجموع سعته ١٧٩ متر مكعب.

#### ٣,٤,٢ المصعد الكهربائي والعادي:

حيث أن من المهم توفر المصعد الكهربائي بسبب تعدد الطوابق إلى أكثر من ثلاث طوابق حيث يبلغ عددها سبعة طوابق، ناهيك عن الذين يعانون من أمراض أو أعاقات ممن لا يستطيعون صعود المصعد العادي الذي بدوره مهم في الحالات الطارئة أو انقطاع التيار الكهربائي .



## ٤,٤,٢ طابق السدة :

ويقع في الطابق الأرضي حيث وجود المحال التجارية مما يوفر لنا مساحة كبيرة لا يمكن استغلالها فتم استغلالها في شقة سكنية فعدم وجوده يؤدي لوجود شقة سكنية بارتفاع عال جدا وهو ٤,١٦ مترا.

## ٥,٤,٢ المخازن:

يحتوي المبنى على مخزن رئيسي واحد يقع في طابق التسوية في القسم الشرقي بمساحة تبلغ ١٥,٠١ متر مربع.

## ٦,٤,٢ المنور:

يحتوي المبنى منورين يمتد الأول من الطابق الأول إلى الطابق الأخير، والثاني يمتد من الطابق الثاني إلى الخامس ويعمل المنور على إنارة الشقق بالإضافة إلى التهوية.

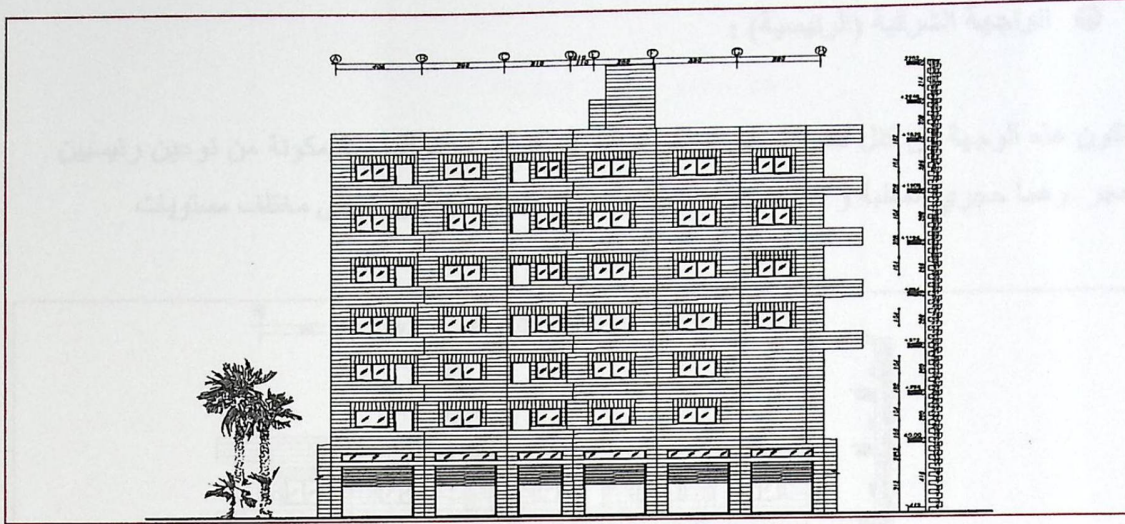
## ٥,٢ وصف الواجهات :

يحتوي المبنى على أربع واجهات غير ملاصقة لأي بناء مجاور مما اثر ايجابيا على عملية الإنارة والتهوية بالإضافة إلى وجود المنور، وخاصة تلك القريبة من أشعة الشمس بالنهار وخاصة الواجهة الغربية ، مما وفر إضاءة طبيعية جزئية للمبنى، هذا ويبلغ الارتفاع الكلي للمبنى حوالي ٢٢,٨٨ مترا ، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجود بروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري .

## ● أولا: الواجهة الغربية:

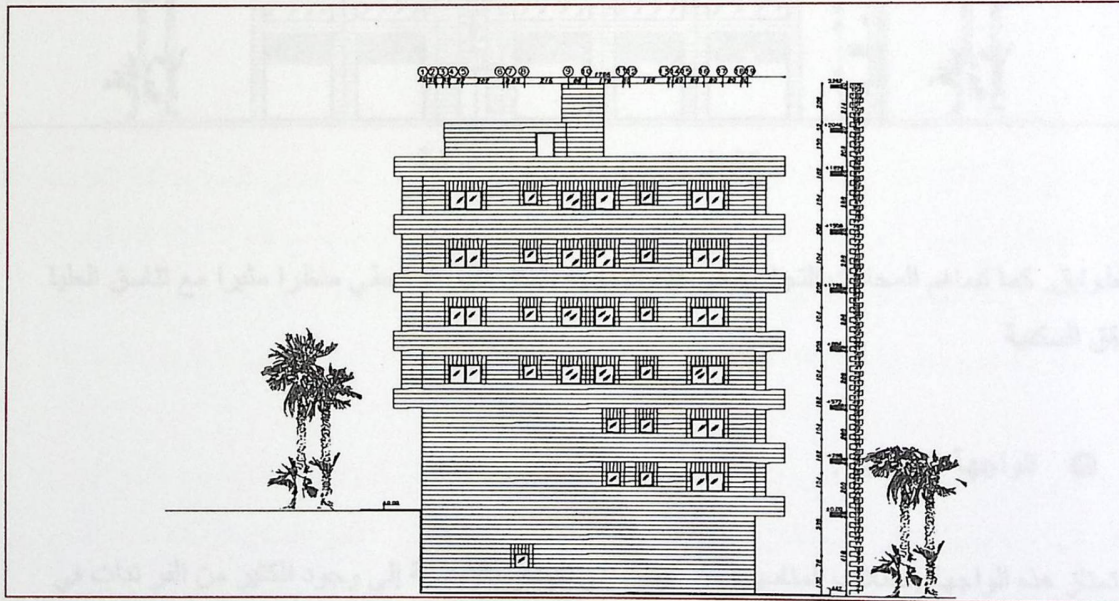
ذات واجهة حجرية تحتوي على كتل نافرة بشكل متداخل جميل بالإضافة إلى العديد من النوافذ الموزعة على الطوابق ، واستخدام نوعي الحجر المطبة و الملطش.





الشكل (٤-٢) : الواجهة الغربية

● ثانياً: الواجهة الشمالية:



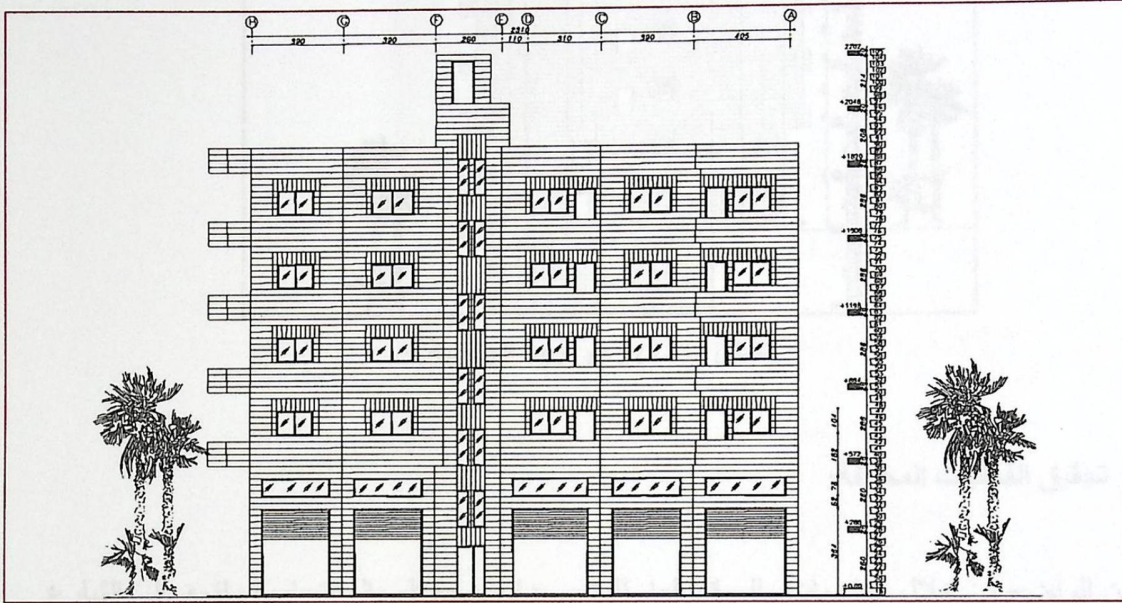
الشكل (٥-٢) : الواجهة الشمالية

هي كذلك واجهة حجرية مقابلة لمنزل مجاور للمواطن طه أبو عرقوب لذلك لا تحتوي على عناصر جمالية كثيرة وتبرز فيها الفرندات من الجانبين مما يعطي إطلالة جميلة للذين يسكنون الشقق السكنية .



### ● الواجهة الشرقية (الرئيسية) :

تتكون هذه الواجهة من كتل نافرة تعطي مظهر معماري جميل حيث الواجهة مكونة من نوعين رئيسيين من الحجر وهما حجري المطبة و الملطش ،، كما تحتوي على العديد من النوافذ على مختلف مستويات



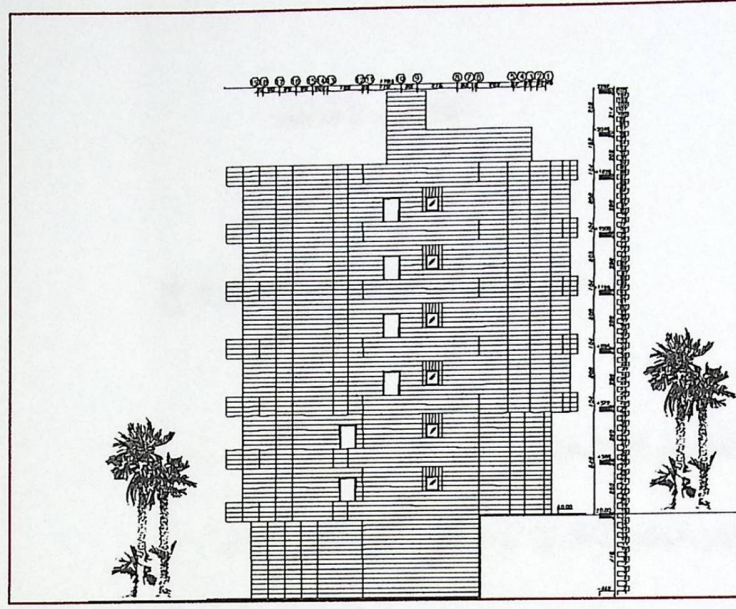
الشكل (٦-٢) : الواجهة الشرقية

الطوابق. كما تساهم المحلات التجارية في هذه الواجهة بشكل كبير اذ تعطي منظرا مثيرا مع تناسق العليا في الشقق السكنية

### ● الواجهة الجنوبية :

تمتاز هذه الواجهة باختلاف المناسيب من اليمين إلى اليسار بالإضافة إلى وجود الكثير من الفر نادات في معظم الطوابق والتي بدورها تضيء عناصر آخر للجمال وتعطي القارئ فكره عن طبيعة الموقع للمشروع.





الشكل (٧-٢) : الواجهة الجنوبية

#### ٦,٢ تحقيق الفعاليات المختلفة:

من الواضح من خلال الواجهات والموقع العام للمشروع إن جميع المحال التجارية واقعه على الشارع العام وهذا يسهل كثيرا على المواطنين الذين سيؤمن المركز التجاري ، أما الشقق تتسم علاقة الغرف ببعضها البعض بالسهولة والبسر، ما عمل على استقلالية الغرف عن بعضها وعدم تشابك الفعاليات، حيث أخذ بعين الاعتبار طبيعة حركة الإنسان وحاجاته، حيث تربط الغرف الموجودة بنفس الطابق ممرات، ويربط بين الطوابق المختلفة بيت الدرج الذي يعمل على الحركة العمودية بين الطوابق المختلفة

وبالنظر إلى الحركة من الخارج إلى الداخل يتم الدخول إلى المحال التجارية مباشرة من الشارع إلى باب المحل، مما يسهل على المواطنين التسوق وشراء الحاجيات أما إلى الشقق السكنية وذلك كما يتضح من الواجهة الشرقية الرئيسية من بوابة المبنى إلى الدرج ثم إلى جميع المبنى بما لا يتعارض مع أعمال المحال التجارية والمشتريين أما داخل المبنى فالحركة سهله سواء كان في المحال أم في الشقق السكنية .



## الفصل الثالث

### الوصف الإنشائي للمشروع

(١,٣) الاختبارات العملية .

(٢,٣) الدراسات النظرية والتحليلية وطريقة العمل .

(١,٢,٣) الأحمال (الميتة والحية والزلازل وأحمال الرياح) .

(٢,٢,٣) العقدات ومواصفات الأعصاب .

(٣,٢,٣) الجسور .

(٤,٢,٣) الأعمدة .

(٥,٢,٣) الأساسات .

(٦,٢,٣) الجدران الاستنادية .

(٧,٢,٣) جدران القص .

(٣,٣) البرامج المستخدمة في التصميم والرسم .



## الفصل الثالث

### وصف العناصر الإنشائية

#### ١-٣ الاختبارات العملية:

من طبيعة المشروع نجد انه لا يحتوي على الكثير من الاختبارات والفحوصات سوى فحص واحد ولكنه بالغ الأهمية وهو فحص قوة تحمل التربة، ولكن هذا الفحص مكلف ولا تتوفر الإمكانيات اللازمة للقيام به، لذلك بعد عمل استكشاف للموقع ومن طبيعة التربة والصخور واستشارة مختصين في هذا المجال قررنا اعتماد قيمة قوة تحمل للتربة لتكون  $(4.0 \text{ Kg /cm}^2)$ .

أما تصميم هذا المبنى أو المنشأ فيمكن تعريفه على أنه إخضاع المنشأ لطلبات ورغبات المستخدمين من سكان أو موظفين أو أي حركة تجارية حسب نوع المبنى.

وفي عملية التصميم الإنشائي يجب العناية بالعوامل التالية:

١. التكلفة الاقتصادية (economy).
٢. الأمان لكل عناصر المنشأ (safety).
٣. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث التشققات (cracks) و (deflection).
٤. الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

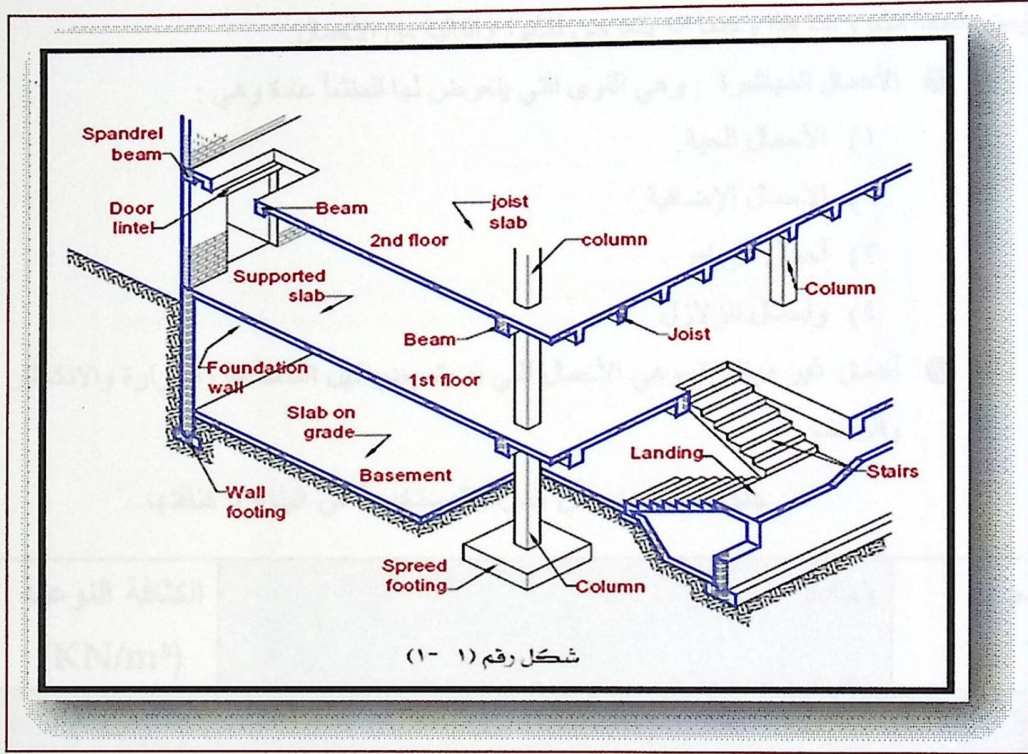
● لذلك فإن تصميم أي مبنى لابد من إن يخضع لمرحلتين هما:

- (١) اختيار النظام الإنشائي والنوع المناسب من المنشآت ثم عمل التحليل الإنشائي لهذا النظام.
- (٢) التصميم الإنشائي لكل أجزاء المنشأ مع عمل أدق التفاصيل الإنشائية له مع رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية له وتفاصيل تفريد حديد التسليح بأشكاله المختلفة.



### ٢-٣ الدراسات النظرية والتحليلية وطريقة العمل:

قبل البدء بعملية التحليل والتصميم في أي مشروع، يجب القيام بدراسة للعناصر الإنشائية التي يتكون منها المشروع وعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة للحصول على النوع الأفضل من جميع النواحي.



الشكل (١-٣): بعض العناصر الإنشائية التي يحويها أي مبنى

ومن طبيعة مشروعنا نجد انه يجب علينا مراجعة كل عنصر ودراسته وتحديد الأحمال الواقعة عليه وتحديد سبب اختياره.



### ١-٢-٣ الأحمال:

وهي عبارة عن مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها لذلك قبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي يجب أن يكون المصمم ملماً وبشكل جيد بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها، لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي.  
ومن طبيعة مشروعنا هذا وجدنا أنه يتعرض للأنواع التالية من الأحمال:

● **الأحمال المباشرة:** وهي القوى التي يتعرض لها المنشأ عادة وهي:

(١) الأحمال الحية.

(٢) الأحمال الإضافية.

(٣) أحمال الرياح.

(٤) وأحمال الزلازل.

● **أحمال غير مباشرة:** وهي الأحمال التي قد يتعرض لها المنشأ مثل الحرارة والانكماش والزحف.

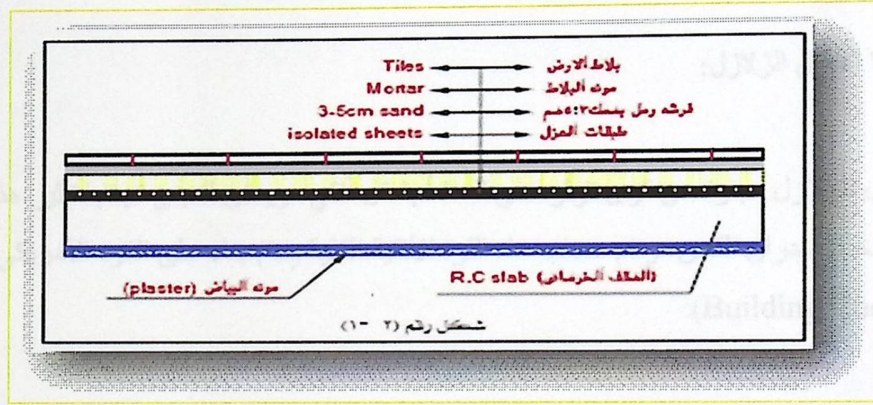
جدول (١): بعض المواد المستخدمة في البناء وكتافتها.

رقم البند	المادة	الكثافة النوعية (KN/m <sup>3</sup> )
(١)	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	( 25 )
(٢)	البلاط (Tile)	( 22 )
(٣)	الرمل (Sand)	( 17 )
(٤)	طوب البناء المفرغ (Hollow Block)	( 10 )
(٥)	القسارة (Plaster)	( 23 )
(٦)	المونة الإسمنتية (Mortar)	( 22 )



### ٣-٢-١-١ الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية عبارة عن وزن العناصر الإنشائية بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم. لذلك فإن الأحمال الميتة لأي منشأ تضم وزن الأعمدة، الجسور، الجدران والعقود وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك وهي تشمل:



الشكل (٢-٣): مكونات الأرضية

١. وزن المنشأ: وهي تعادل المساحة مضروبا في السمك مضروبا في كثافة الخرسانة المسلحة.
٢. وزن الأرضيات: وهي تعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة انظر الشكل المرفق.
٣. وزن الحوائط والتشطيبات من حجر وتكسيات وخلافه.

### ٣-٢-١-٢ الأحمال الحية:

هذه الأحمال هي عبارة عن أوزان الأعضاء أو الأجسام التي توضع مؤقتا على المنشأ مثل وزن الأشخاص والأثاث والمركبات المتحركة والقوى الطبيعية وما إلى ذلك، حيث تتغير هذه الأحمال في مقدارها وموقعها. ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول الموضوعه لهذا الغرض.



ويمكن تعريف الأحمال الحية وتصنيفها كالتالي :

- ١) أحمال حية يمكن نقلها من مكان إلى آخر كالأثاث والآلات والمواد المخزنة .
  - ٢) أُنْقَال الأشخاص الذين يسكنون المكان .
  - ٣) أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والمعدات المستخدمة .
- هذا وقد تم أخذ قيمة الحمل الحي في هذا المشروع للمحلات التجارية ( $4\text{KN}\backslash\text{m}^2$ ) وللشقة السكنية ( $2\text{KN}\backslash\text{m}^2$ ).

### ٣-١-٢-٣ أحمال الزلازل:

أحمال الزلازل عبارة عن قوى تؤثر على المنشأ بشكل أفقي، ويمكن للمبنى تجنب تأثير هذه الأحمال عن طريق استخدام جدران القص، وتتم حساب هذه القوة الأفقية الكلية (V) بناء على الكود الأمريكي (Uniform Building Code 1997):

المعادلة الرئيسية هي:-

$$V = \frac{C_v I}{R T} W \quad \dots\dots\dots(1) \quad \text{UBC- (1630.2.1) Eq (30-4)}$$

قيمة (V) يتم تحديدها بناء على المعادلة التالية فإذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أكبر من قيمة (V) في المعادلة التالية فتكون قيمة (V) من المعادلة التالية:-

Where :

- ▶ T = elastic fundamental period of vibration, in seconds,
- ▶ V = The total design lateral force or shear at the base
- ▶ W = the total seismic dead load defined
- ▶ Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
- ▶ Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
- ▶ Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
- ▶ Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
- ▶ I = importance factor given in Table 16-K.
- ▶ R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force-resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P.



$$V = \frac{2.5Ca.I}{R}W \quad \dots\dots\dots(2) \quad \text{UBC- (1630.2.1) Eq (30-5)}$$

أما إذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أصغر من قيمة (V) في المعادلة التالية، فإننا نختار قيمة (v) في المعادلة التالية:-

$$V = 0.11Ca.I.W \quad \dots\dots\dots(3) \quad \text{UBC- (1630.2.1) Eq (30-6)}$$

إيجاد المعاملات من الكود الأمريكي (UBC):-

- ▶ Z= 0.3 ..... zone 3 given in Table 16-I
- ▶ R= 5.5
- ▶ I= 1
- ▶  $C_a = 0.33$  from Table 16-Q.

جدول (٢): يبين قيم (Ca)

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
$S_F$	See Footnote 1				

جدول (٣): يبين قيم (Cv)

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
$S_D$	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
$S_E$	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
$S_F$	See Footnote 1				

$C_v = 0.45$  from Table 16-R.

$h_n = 27.30$  m

$C_t = 0.02$  for all other buildings.....Section 1630.2.2.

$$T = C_t.(h_n)^{3/4} \quad \text{UBC- (1630.2.2) Eq (30-8)}$$



$$T = 0.02(27.3)^{3/4}$$

$$T = 0.239 \text{ seconds}$$

$$V = \frac{0.45(1)}{5.5(0.239)} W = (0.342) \cdot W \dots\dots\dots(1)$$

$$V = \frac{2.5(0.33)(1)}{5.5} W = (0.150) \cdot W \dots\dots\dots(2)$$

$$V = 0.11(0.33)(1)W = (0.0363) \cdot W \dots\dots\dots(3)$$

إذا وبعد النظر للقيم السابقة ومقارنتها بالملاحظات السابقة على هذه المعادلات، فإن المعادلة الثانية هي الصحيحة، وعليه فإن (V) تساوي:-

$$V = \frac{2.5(0.36)(1)}{5.5} W = (0.150) W$$

أما أحمال الرياح فهي تعتبر من الأحمال الرئيسية في كثير من دول العالم وتعتبر من الأحمال الثانوية في دول أخرى وذلك يعتمد على قوة ضغط الرياح في هذه الدول.

### ٢-٢-٣ العقدات والأعصاب:

توجد أنواع عديدة من البلاطات الخرسانية المسلحة شائعة الاستخدام منها مايلي :

- ١) البلاطات المصمتة (Solid Slabs)
- ٢) البلاطات المفرغة (Hollow Block Slab)
- ٣) البلاطات المسلحة (Flat Slabs)
- ٤) البلاطات المصمتة ذات الأعصاب (Waffle Slabs)

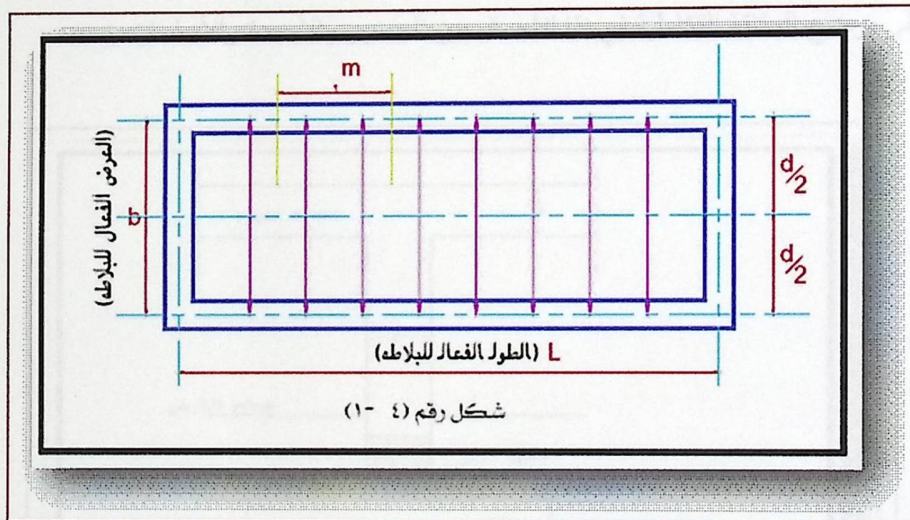
هناك نوعان من العقدات التي من الممكن استخدامها في هذا المشروع وهذه الأنواع هي:

- 1- One-Way Ribbed Slab (hollow blocks slabs).
- 2- Two-Way Ribbed Slab.



حيث من الممكن استخدام النوع الأول في الطوابق الثاني والثالث حتى الطابق السادس وذلك بسبب قصر المسافات بين الأعمدة (أطوال الأعصاب)، حيث انه من الأجدى اقتصاديا في هذه الحالة استخدام هذا النوع من العقدات.

أما النوع الثاني من العقدات فمن الممكن استخدامه في الطابق الأخير بسبب أن المسافات بين الأعمدة كبيرة نسبيا وفي هذه الحالة نحن بحاجة إلى أقل حمل ممكن وتحميل بالاتجاهين وهذا النوع من العقدات يوفر هذه الميزة ويقلل سماكة العقدة.



الشكل (٣-٣): بلاطة ذات اتجاه واحد

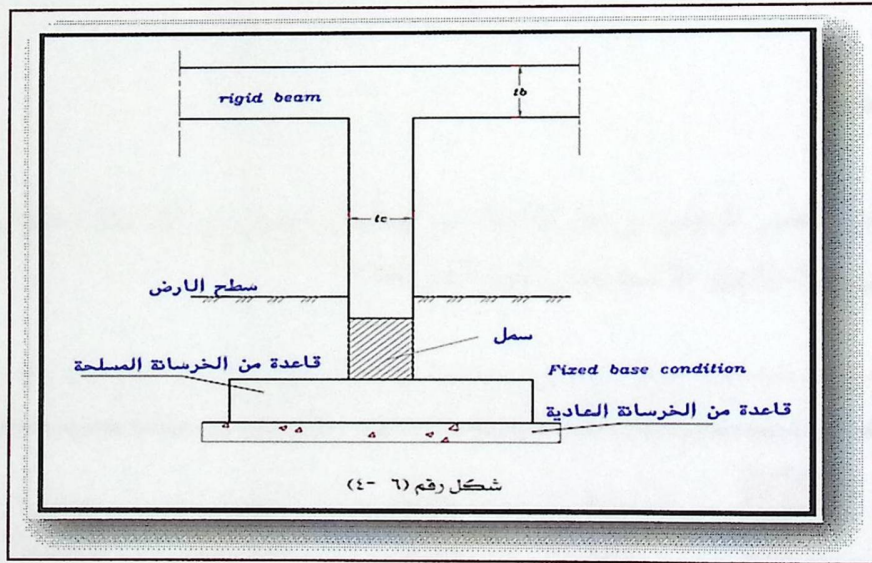
من سماكة العقدات ، أنواع الطوب المستخدم يتم تحديد سماكة وعرض الأعصاب، فمن الواضح أن النقل عادة يكون أكبر في المحال التجارية منها في الشقق السكنية ولذلك فهي بحاجة إلى سماكة في العقدة أكبر وبالتالي عرض العصب سوف يكون أكبر .



### ٣-٢-٣ الجسور:

تعتمد عملية تصميم الجسور على الأحمال الواقعة عليها من العقدات، وفي هذا المشروع وبسبب اختلاف أنواع العقدات المستخدمة في الطوابق الثلاث الأولى فإن أنواعا مختلفة من الجسور تم استخدامها، حيث أننا في الطابق الأول والثاني بحاجة إلى جسور ذات مقاطع أكبر من تلك في الطوابق الأخرى. وتستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

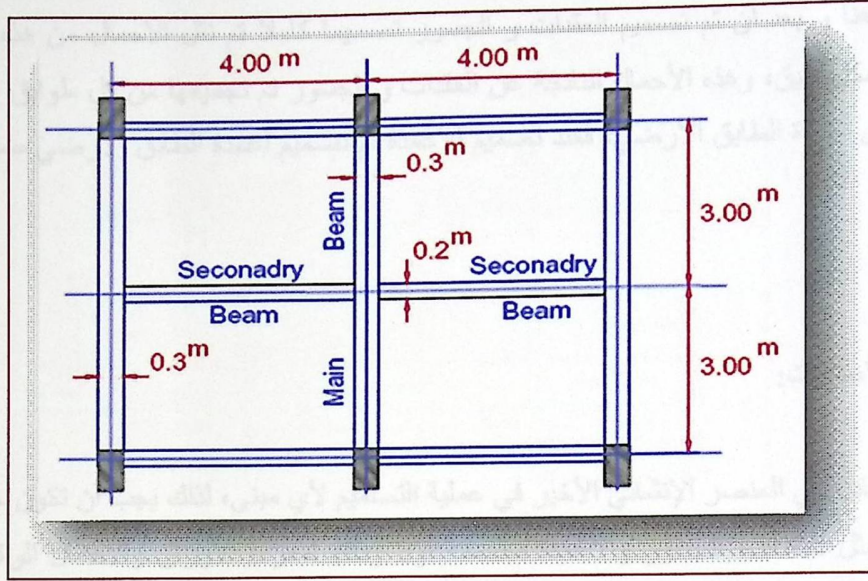
- (١) توضع الجسور تحت الحوائط لكي تحملها لكي نتجنب تحميل الحائط على العقدة الضعيفة.
  - (٢) تستخدم لنقل الأحمال القادمة إليها من العقدة.
  - (٣) كما تستخدم لتقليل قيمة الانبعاج للأعمدة (To Reduce Buckling Length Of Column).
- والشكل التالي يوضح العلاقة التكاملية في نواحي الأحمال بين الجسور والأعمدة والأساسات.



الشكل (٣-٤) : يبين كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأساسات

- هذا وتنقسم الجسور الخرسانية من حيث وضعها في المبنى إلى مائلي:
- أ- الجسور الرئيسية: وهي التي تربط الأعمدة مع بعضها البعض.
  - ب- الجسور الفرعية: هي التي تقوم بتقسيم المساحات بين الجسور الرئيسية وترتكز عليها.
- والشكل التالي يوضح العلاقة بين كلا النوعين.

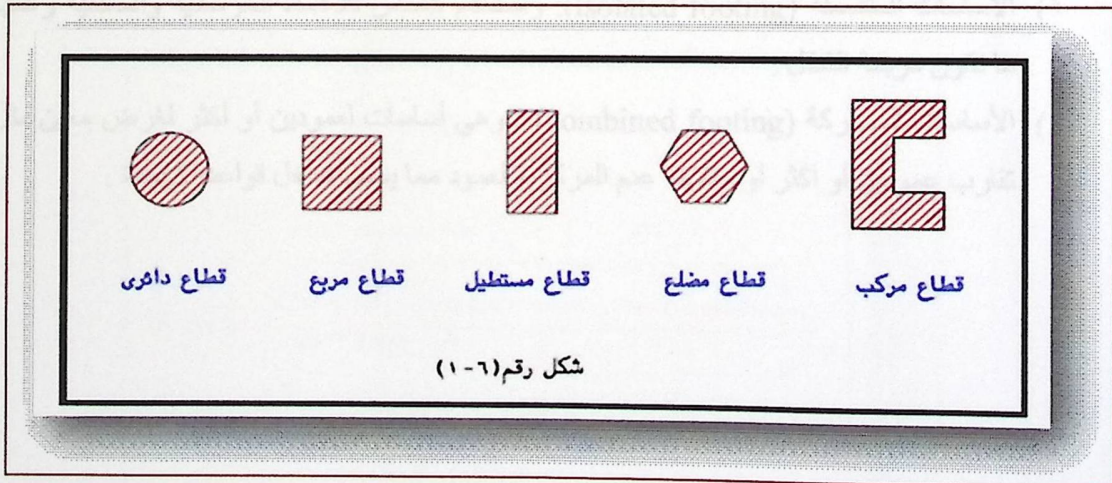




الشكل (٥-٣): العلاقة بين الجسور الرئيسية والفرعية

٤-٢-٣ الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، حيث يعتمد عليها استقرار المبنى وثباته وانهيار الأعمدة يعني انهيار المبنى كاملاً.



شكل رقم (٦-١)

الشكل (٦-٣): بعض مقاطع الأعمدة



فمن هنا و بعد أن تم تصميم العقدات و الجسور تصميميا كاملا تم نقل الأحمال من هذه العناصر إلى الأعمدة بشكل دقيق، وهذه الأحمال الناتجة عن العقدات و الجسور تم تجميعها من كل طوابق المبنى لمعرفة الحمل على أعمدة الطابق الأرضي، فعند تصميم الأعمدة تم تصميم أعمدة الطابق الأرضي صعودا إلى باقي الطوابق.

### ٣-٢-٥ الأساسات:

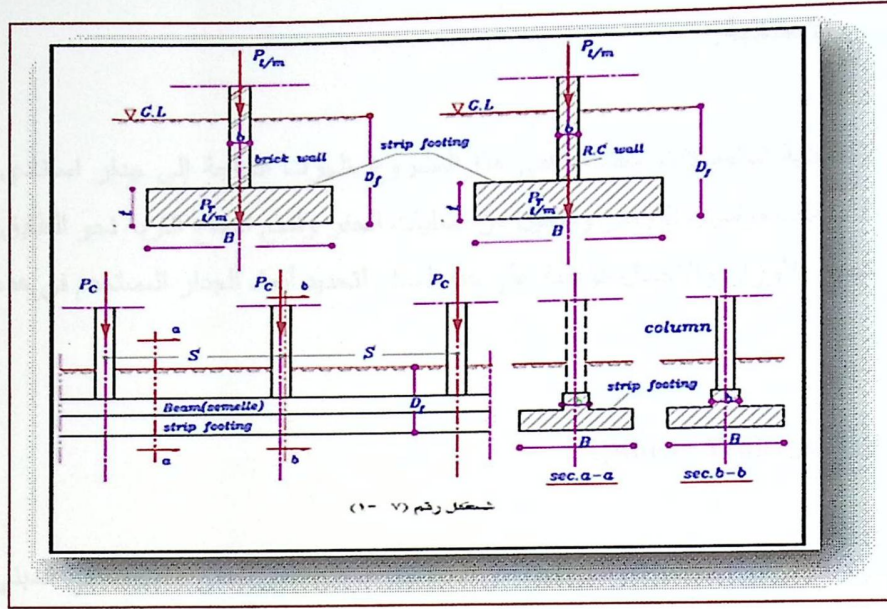
الأساسات هي العنصر الإنشائي الأخير في عملية التصميم لأي مبنى، لذلك يجب أن تكون جميع العناصر الإنشائية مثل العقدات، الجسور والأعمدة مصممة أولا وذلك لمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها لان الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها و طبيعة الموقع تم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

وهي على عدة أنواع : الأساسات الشريطية (strip footing): وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة ومسافاتهما متقاربة .

(١) الأساسات المنفصلة (isolated footing): وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مربعة الشكل .

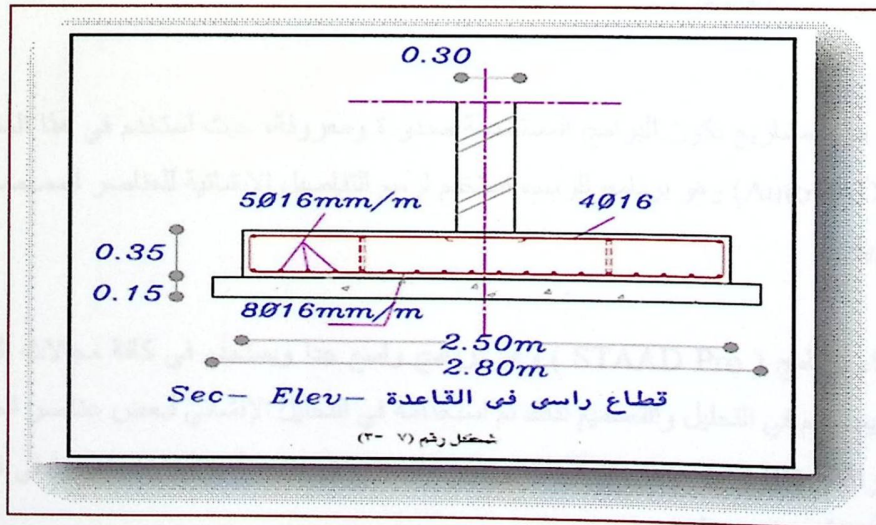
(٢) الأساسات المشتركة (combined footing) : وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين مثل تقارب عمودين أو أكثر أو مقاومة عدم المركزية لعمود مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة .





الشكل (٧-٣): أنواع الأساسات الشريطية

- ٣) الأساسات الشريطية (strip footing): هي الأساسات التي تحمل جدار.
- ٤) الأساسات الحصىرية (mat footing): وهو أساس للمنشأ كله أو جزء منه حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة لينقلها للتراب.
- ويلاحظ من الشكل التالي أساس منفرد وكذلك فرشاة النظافة والتسليح الرئيسي والثانوي لها وأبعاد العمود والأساس.



الشكل (٨-٣): قطاع رأسي في القاعدة المنفصلة



للجدران الاستنادية استعمالات مختلفة، ففي هذا المشروع ظهرت الحاجة إلى جدار استنادي في طابق التسوية نظرا لاختلاف مناسيب الأرض وللتقليل من عمليات الحفر ولمنع اندفاع التربة نحو الطابق الأرضي، لذلك تم عمل تحليل للأوزان والأحمال الواقعة على هذا الجدار لتحديد أبعاد الجدار المستخدم في هذه الحالة.

## ٧-٢-٣ جدران القص (Shear Wall):

نظرا لوجود الجدران المستمرة والتي تبدأ من أساسات المبنى حتى أعلى منسوب في المبنى والمتمثلة بجدران مطالع الدرج وجدران المصاعد الكهربائية فيتم استخدام نظام جدران القص في مقاومة القوى الأفقية.

و في هذه الحالة و لكي تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية يفضل أن يكون الفرق بين مركز ثقل المبنى ومركز ثقل جدران القص لا يتجاوز (1/6) الطول الكلي للمبنى في ذلك الاتجاه.

## ٣-٣ برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة محدودة ومعروفة، حيث استخدم في هذا المشروع برنامج (AutoCAD 2006) وهو برنامج للرسم، استخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية.

كما تم استخدام برنامج ( STAAD Pro ) وهو برنامج واسع جدا ويستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى. كما تم استخدام برنامج (ATIR) وهو من أضخم برامج التصميم المستخدمة حاليا وخصوصا في تصميم الجسور والعقدات والأعصاب والأساسات.



## Chapter four

### Design and Structural analysis for elements

- (4.1) Introductions .
- (4.2) Design of rib .
  - (4.2.1) Calculate of dead load and live load
  - (4.2.2) Load calculations for (T-section) .
  - (4.2.3) Design of top slab .
  - (4.2.4) Calculate of ultimate moment .
  - (4.2.5) Rib Design (R3) in the first ground floor .
  - (4.2.6) Deflection limitations .
- (4.3) Design of beam(B16) .
  - (4.3.1) Calculation of thickness .
  - (4.3.2) Design for positive moment .
  - (4.3.3) Design for negative moment .
  - (4.3.4) Design of Shear .
- (4.4) Design of column .
- (4.5) Design of stairs .
- (4.6) Design of Footings .
- (4.7) Design of Basement wall .
- (4.5) Design of Shear wall .



## Chapter four

### Design and Structural Analysis For Element

#### 4.1 Introductions:

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the (building code requirements for structural concrete) \_ (ACI 318-2002) of the American concrete institute.

Concrete consists primarily of a mixture of cement and fine and coarse aggregates (sand, gravel, crushed rock, and other materials) to which water has been added as a necessary ingredient for the chemical reaction of curing.

This chapter start with calculate the thickness of the floor by using table 9.5 from ACI code, and make cheek for the value, then calculate the dead load and select live load to begin analysis of the element, after doing the analysis make the design of each structure element in the system to select the effective section for element and its reinforcement of the profile

After make the design of section start drawing the section and show the reinforcement of every element will be design.



## 4.2 Design of rib:

### 4.2.1 Calculate of Dead Load and Live Load :

The overall depth must be satisfied by using table 9.5a. Spans from left to right:-

$$\text{Min } h = L_n/18.5 \quad (\text{ for One end Continuous})$$

$$\text{Min } h = L_n/21 \quad (\text{ for Tow end Continuous})$$

$$\text{Min } h = L_n/8 \quad (\text{ for Cantilever})$$

$$\downarrow h = 378/18.5 = 20.2 \text{ cm}$$

$$\downarrow h = L_n/21 = 435 /21 = 20.71 \text{ cm}$$

$$\downarrow h = L_n/8 = 159 /8 = 20 \text{ cm}$$

$0.4 + F_y/700 = 0.4 + 400/700 = 0.97$  .... For  $F_y$  other than 420 MPa, the values shall be multiplied by **(0.4 +  $F_y/700$ )**. .....ACI (9.5.2.1)

$$\blacksquare h = 0.97 * 20.71 = 20.1 \text{ cm. (we taken } h_{\text{max}} \text{ )}$$

According to above values the thickness of the slab will be assumed to be (25 cm) and deflection limitations must be considered

$$H = 25 \text{ cm .}$$

### 4.2.2 load Calculations For (T-section):

1. Tiles = (0.52) (0.03) (22) = 0.343 KN/unit
2. Sand = (0.52) (0.07) (17) = 0.62 KN/unit
3. Topping = (0.52) (0.08) (25) = 1.04 KN/unit
4. Block = (0.4) (0.17) (10) = 0.68 KN/unit
5. Rib = (0.12) (0.17) (25) = 0.51 KN/unit
6. Plaster = (0.52) (0.03) (23) = 0.36 KN/unit
7. Partition = (125) (0.52) = 0.65 KN/unit

$$\begin{aligned} \text{Nominal dead load for one way rib} &= 0.343+0.62+1.04+0.68+0.51+0.36+0.65 \\ &= 4.20 \text{ KN/unit.} \end{aligned}$$

Total dead load for one way rib = **8.10 KN/m<sup>2</sup>**.

Factor load From ACI code :

$$DL = 1.2 (4.20) = 5.04 \text{ KN/unit rib.}$$



$$LL = 1.6 * 4 * 0.52 = 3.33 \text{ KN/unit rib.}$$

Then:

$$W_u = 1.2 (4.20) + 1.6 (2.08) = 8.36 \text{ KN/unit rib.}$$

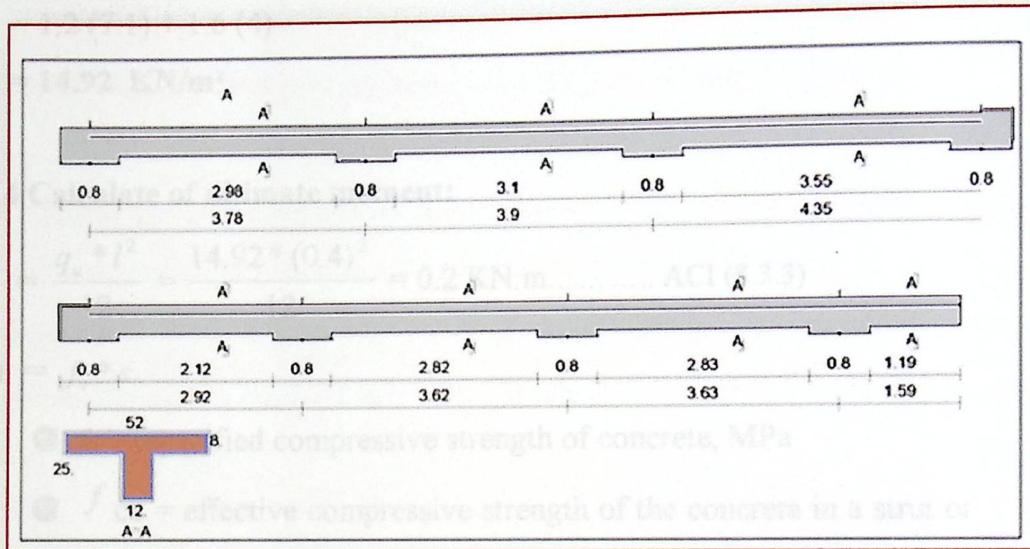


Fig.(4-1) :Geometry of Rib #3

#### 4.2.3 Design of top slab:

$$\begin{aligned} \text{dead load of rib} &= b * h * \gamma \\ &= 0.12 * 0.17 * 25 = 0.51 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

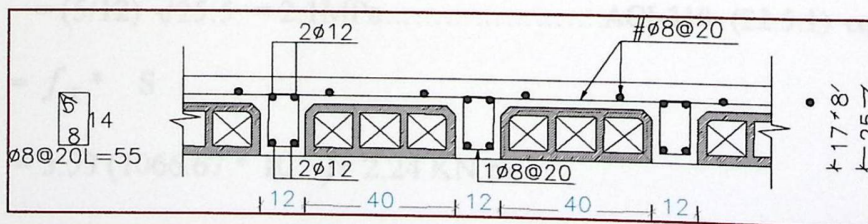


Fig.(4-2): typical section for ribbed slab

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



$$= \left( \frac{4.20}{0.52} - \frac{0.51}{0.52} \right) = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$W_u = 1.2 (\text{DL}) + 1.6 (\text{LL})$$

$$= 1.2 (7.1) + 1.6 (4)$$

$$= \mathbf{14.92 \text{ KN/m}^2}$$

#### 4.2.4 Calculate of ultimate moment:

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{14.92 * (0.4)^2}{12} = 0.2 \text{ KN.m} \dots \text{ACI (8.3.3)}$$

$$Mn = f_c' * S$$

- $f_c'$  = specified compressive strength of concrete, MPa
- $f_{cu}$  = effective compressive strength of the concrete in a strut or a nodal zone, MPa
- $f_r$  = modulus of rupture of concrete, MPa
- $S$  = elastic section modulus of section, mm<sup>3</sup>,

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

$$f_c' = 0.85 * f_{cu} = 0.85 * 30 = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_r = (5/12) \sqrt{25.5} = 2.1 \text{ MPa} \dots \text{ACI-318- (22.5.1) eq (22-2)}$$

$$Mn = f_r * S$$

$$= 3.53 (1066.67 * 10^{-3}) = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$Mn = Mn * (\text{Reduction factor}) \dots \text{ACI-318 (9.3.2.2-b)}$$

$$= 2.24 * (0.65) = \mathbf{1.458 \text{ KN.m} > 0.2 \text{ KN.m}}$$

So the slab is **plain concrete**.



Minimum reinforcement for slab is required according to ACI – CODE:

- ▶ To prevent shrinkage cracks.
- ▶ To minimize The temperature effect .

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d \dots\dots\dots ACI (7.12.2.1)$$

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

📌 **Select 3 Φ 8** per one meter -----  $A_{s_{req}} = 1.51 \text{ cm}^2$

**But :** Shrinkage and temperature reinforcement shall be spaced not farther apart than five times the slab thickness, nor farther apart than 500 mm.

So Select **4 Φ 8** per one meter -----  $A_{s_{req}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\Phi 8 @ 25 \text{ cm})$

the distance between the bars is **S= 33** cm which is less than  $(5 * 8 = 40 \text{ cm})$  and smaller than 500 mm .

$$📌 S = 33 \text{ cm} \leq 5 * h = 5 * 8 = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots ACI (7.12.2.1)$$

$$\leq 500 \text{ mm} \dots\dots\dots ACI (7.12.2.1)$$

..... **Its OK** .....

Fig.(1-3): Envelope diagram of rib?

Effective flange width ( $b_f$ ) according to ACI - 8.10.2

$b_f$  for T-section is the smallest of the following

$$\leftarrow b_f = L/4 = 435 / 4 = 108.75 \text{ cm}$$

$$\leftarrow b_f = C/C = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{control}$$

$$\leftarrow b_f = b_c + 16t = 12 + 16(8) = 140 \text{ cm}$$



#### 4.2.5 Rib Design (R3) in the first ground floor:

##### 1.2.5.1 Design of positive moment (for rib 3 ground):

This design for 3.77 m , 3.9 m , 4.5m , 2.72 m , 3.66 m , 3.65 m spans are as follows:

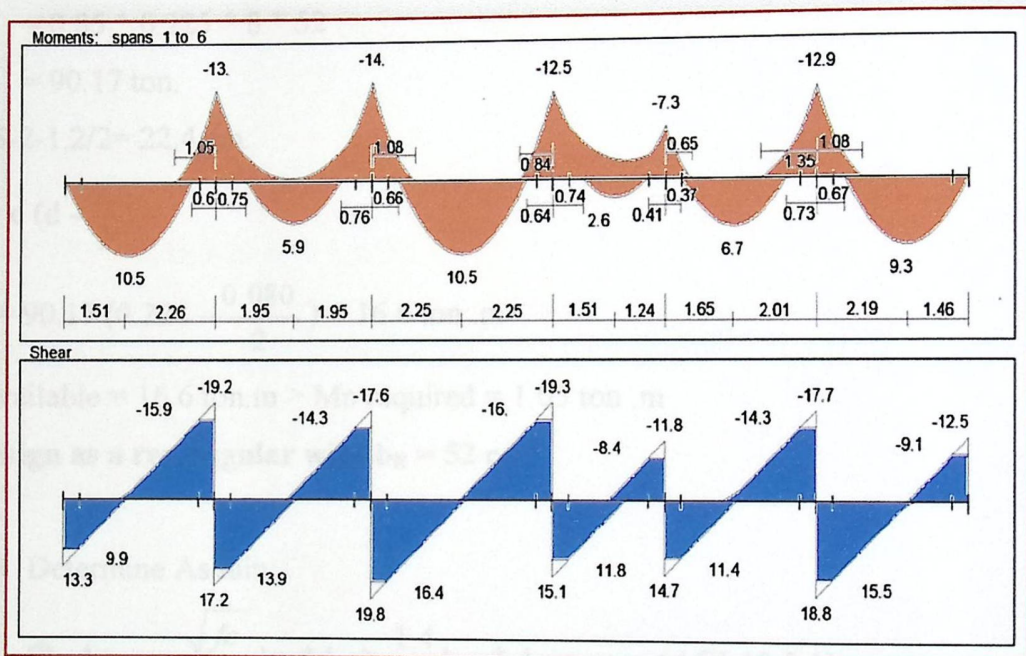


Fig.(4-3): Envelope diagram of rib3

Effective flange width ( $b_E$ ) according to ACI - 8.10.2

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

⊥  $b_E = L/4 = 435 / 4 = 108.75 \text{ cm} .$

⊥  $b_E = C / C = 52 \text{ cm} . . . . . \text{ control}$

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



**1st span (L= 3.77 m):**

$M_u = 10.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$  from envelope diagram

$M_n = 10.5/0.9 = 11.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$  Strength reduction factor for Tension-controlled sections..... 0.90.....From ACI (9.3.2.1)

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

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

$$C = 0.85 * f_c' * a * b$$
$$= 0.85 * 0.225 * 8 * 52$$
$$= 90.17 \text{ ton.}$$

$d = 25 - 2 - 1.2/2 = 22.4 \text{ cm.}$

$$M_n = c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$
$$= 90.17 \left( 0.224 - \frac{0.080}{2} \right) = 16.6 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$M_n \text{ available} = 16.6 \text{ ton} \cdot \text{m} > M_n \text{ required} = 1.05 \text{ ton} \cdot \text{m}$

**So design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm.}$**

• Determine  $A_s \text{ min:}$

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(400)} (12) * (22.4) \geq \frac{1.4}{400} (12) * (22.4)$$
$$= 0.85 \text{ cm}^2 \geq 0.94 \text{ cm}^2$$

■  $A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2 .$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 25.5} = 18.45$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.17 * 10^5}{52 * (22.4)^2} = 4.5 \text{ Kg/ cm}^2, m = 18.45$$



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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(4.5)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.00113$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00113 \cdot 52 \cdot 22.4 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.32 > A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### 2nd span (L= 3.9m):

$$M_u = 5.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 5.9/0.9 = 6.55 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0.655 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0.655 \cdot 10^5}{52 \cdot (22.4)^2} = 2.52 \text{ Kg/cm}^2, \quad m = 18.45$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(2.52)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.000634$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.000634 \cdot 52 \cdot 22.4 = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 0.74 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### 3rd span (L= 4.5m):

$$M_u = 10.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 10.5/0.9 = 11.7 \text{ KN} \cdot \text{m} = 1.17 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1.17 \cdot 10^5}{52 \cdot (22.4)^2} = 4.5 \text{ Kg/cm}^2, \quad m = 18.45$$



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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(4.5)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.00114$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00114 \cdot 52 \cdot 22.4 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.33 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

#### 4th span (L= 2.75 m):

$$M_u = 2.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 2.6/0.9 = 2.9 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0.29 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0.29 \cdot 10^5}{52 \cdot (22.4)^2} = 1.11 \text{ Kg/cm}^2, \quad m = 18.45$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(1.11)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.00028$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00033 \cdot 52 \cdot 22.4 = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2,$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

#### 5th span (L= 3.66 m):

$$M_u = 6.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 6.7/0.9 = 7.44 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0.74 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{0.74 \cdot 10^5}{52 \cdot (22.4)^2} = 2.84 \text{ Kg/cm}^2, \quad m = 18.45$$



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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(2.84)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.000714$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.000714 \cdot 52 \cdot 22.4 = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 0.83 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = 23.64 \text{ cm}^2 .$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### 6th span (L= 3.65 m):

$$M_u = 9.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 9.3/0.9 = 10.33 \text{ KN} \cdot \text{m} = 1.033 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1.033 \cdot 10^5}{52 \cdot (22.4)^2} = 3.96 \text{ Kg/cm}^2 , \quad m = 18.45$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(3.96)}{4000}} \right)$$

$$\rho = 0.001$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.001 \cdot 52 \cdot 22.4 = 1.165 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.165 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.94 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = 23.64 \text{ cm}^2 .$$

so select **2 Φ 10** with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### **1.2.5.2 Design for negative moment:**

By using Atir Software the following moment is appears :



**Support B:**

$$M_u = 13.0 \text{ KN.m}$$

Design of T- Section for negative moment as a rectangular section with ( $b=b_w$ )

The minimum reinforcement is determine according to ACI (10.5.2) as follows :

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

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(400)} (12)*(22.4) \geq \frac{1.4}{(400)} (52) * (22.4)$$
$$= 0.85 \text{ cm}^2 \geq 4.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 13.0/0.9 = 14.6 \text{ KN.m} = 1.46 \text{ t.m}$$

$$m = 18.45$$

$$d = h - c - \Phi/2 \quad (\text{assume use } \Phi 12)$$

$$= 25 - 2 - 1.2/2$$

$$= 22.4 \text{ cm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.46 * 10^5}{12 * (22.4)^2} = 24.25 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(24.25)}{4000}} \right) = 0.00644$$

$$A_{s_{req}} = \rho . b . d . = 0.00644 * 12 * 22.4 = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

so select **2 Φ 12** with  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$



### Support C:

$$M_n = 14/0.9 = 15.55 \text{ KN.m} = 1.55 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.55 * 10^5}{12 * (22.4)^2} = 25.85 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(25.85)}{4000}} \right) = 0.0069$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.0069 * 12 * 22.4 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.85 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

so select **2 Φ 12** with  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

### Support D:

$$M_n = 12.5/0.9 = 13.9 \text{ KN.m} = 1.39 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1.39 * 10^5}{12 * (22.4)^2} = 23.1 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(23.1)}{4000}} \right) = 0.00612$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.00612 * 12 * 22.4 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.65 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2,$$

so select **2 Φ 12** with  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

### Support E:

$$M_n = 7.3/0.9 = 8.11 \text{ KN.m} = 0.811 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{0.811 * 10^5}{12 * (22.4)^2} = 13.5 \text{ kg/cm}^2.$$



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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(13.5)}{4000}} \right) = 0.0035$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \cdot 12 \cdot 22.4 = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 0.94 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 4.07 \text{ cm}^2$$

so select 2  $\Phi$  10 with  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### Support F :

$$M_n = 12.9/0.9 = 14.4 \text{ KN.m} = 1.44 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1.44 \cdot 10^5}{12 \cdot (22.4)^2} = 23.92 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(23.92)}{4000}} \right) = 0.0064$$

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0064 \cdot 12 \cdot 22.4 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1.71 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

so select 2  $\Phi$  12 with  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

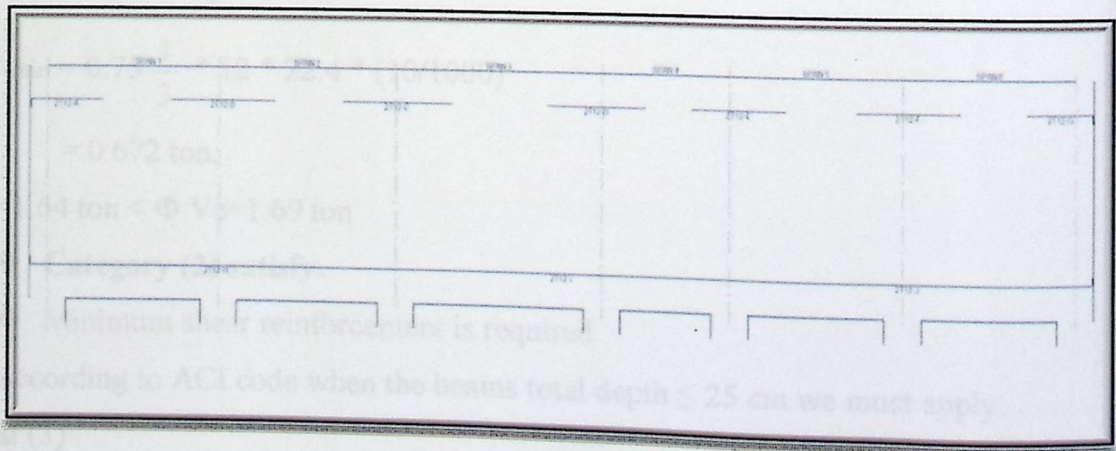


Fig.(4-4): Details of Rib#3



#### 4.2.5.3 Design of shear for T-section (for rib#3):

- ❖ Factored D.L = 0.504 t/m.
- ❖ Factored L.L = 0.333 t/m.
- ❖  $W_u = 0.837$  t/m.

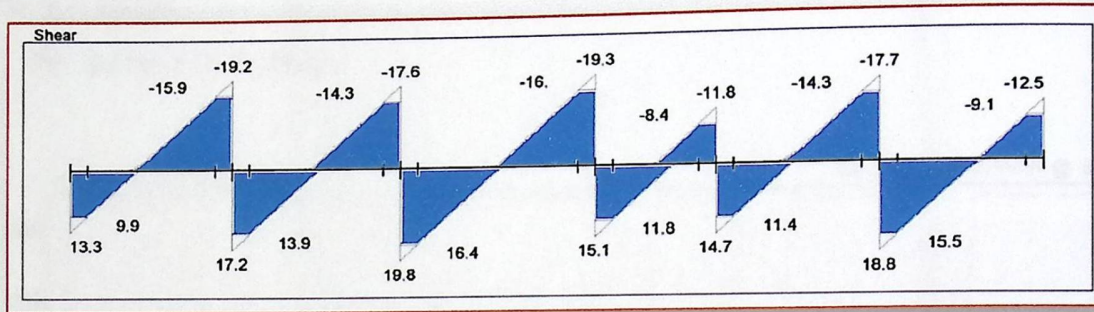


Fig.(4-5): Shear Diagram of Rib#3

Max  $V_u$  at support (C) as shown in the figure:

$V_u = 1.64$  t at distance (22.4 cm) from face of support:

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{6} * 12 * 22.4 * (10/1000) = 1.69 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_{smin} &= 0.75 * \frac{1}{3} * 12 * 22.4 * (10/1000) \\ &= 0.672 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$V_u = 1.64 \text{ ton} < \Phi V_c = 1.69 \text{ ton}$$

- ❖ **Category (2) satisfy.**
- ❖ Minimum shear reinforcement is required .

But according to ACI code when the beams total depth  $\leq 25$  cm we must apply (C) at (3)



$$S = \frac{3 * f_y * A_v}{b_w} = \frac{3 * 400 * 0.5 * 2}{12} = 100 \text{ cm}$$

$$S \leq d/2 = 22.4/2 = 11.2 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

So we must use the smallest value of three limitations

Use  $S = 10 \text{ cm}$

■ Select 1  $\Phi$  8/10cm.

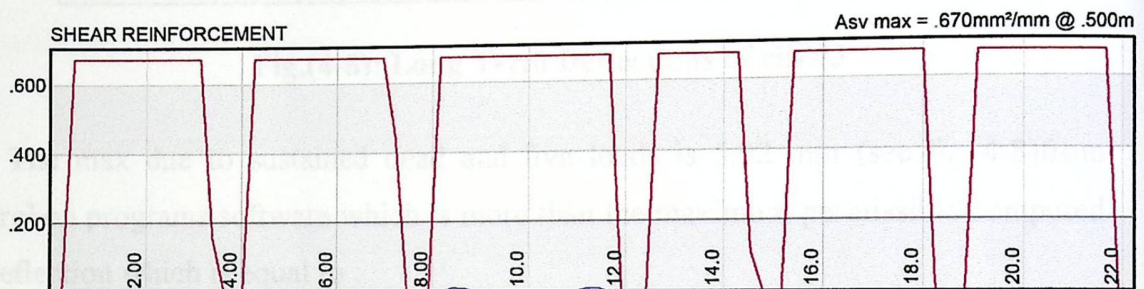


Fig.(4-6):Details of shear reinforcement of rib# 3

#### 4.2.6 Deflection limitations:

According to ACI code in table 9-5-b all this values must be more than max of deflection appears.

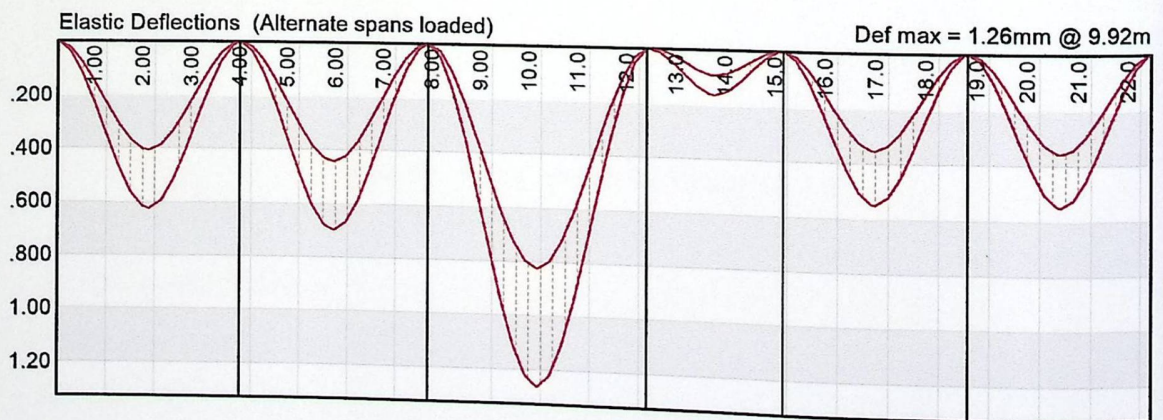
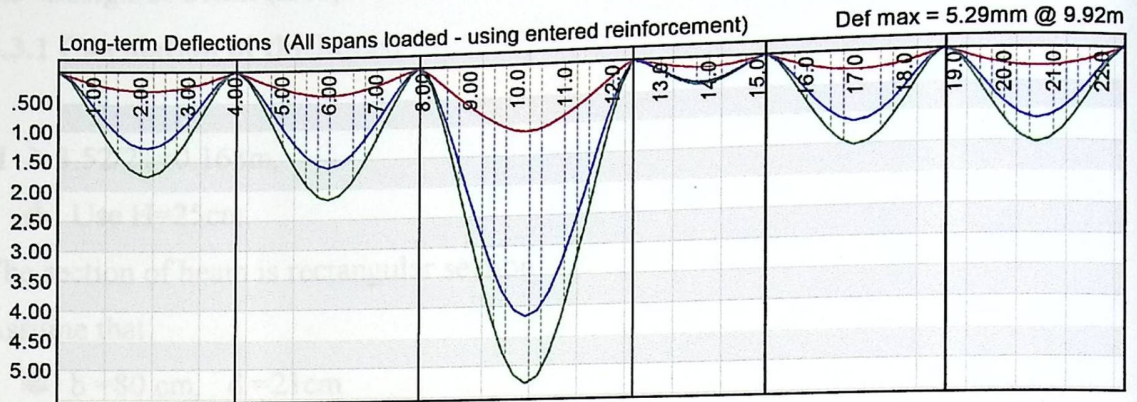


Fig.(4-7): Elastic Deflections of rib #3





**Fig.(4-8): Long Term Deflections of rib #3**

The max due to sustained dead and live loads is 5.92 mm (see fig 4-8) from prokon programs software which is more than the maximum permissible computed deflection which is equal to :

$$\Delta_{\max} = L/480 = (4.5 \times 1000)/480 = 9.4 \text{ mm}$$

Which L is the long of span which is max deflection

So 5.92 mm < 9.4 mm

..... Its OK .....



### 1.3 Design of beam (B16):

#### 4.3.1 Calculation of thickness:

$$H \geq 3.52/21 = 0.168\text{m},$$

Use  $H=25\text{cm}$ .

The section of beam is rectangular section

Assume that:

$b=80\text{ cm}$ ,  $d=21\text{cm}$

Factored Total Dead Load

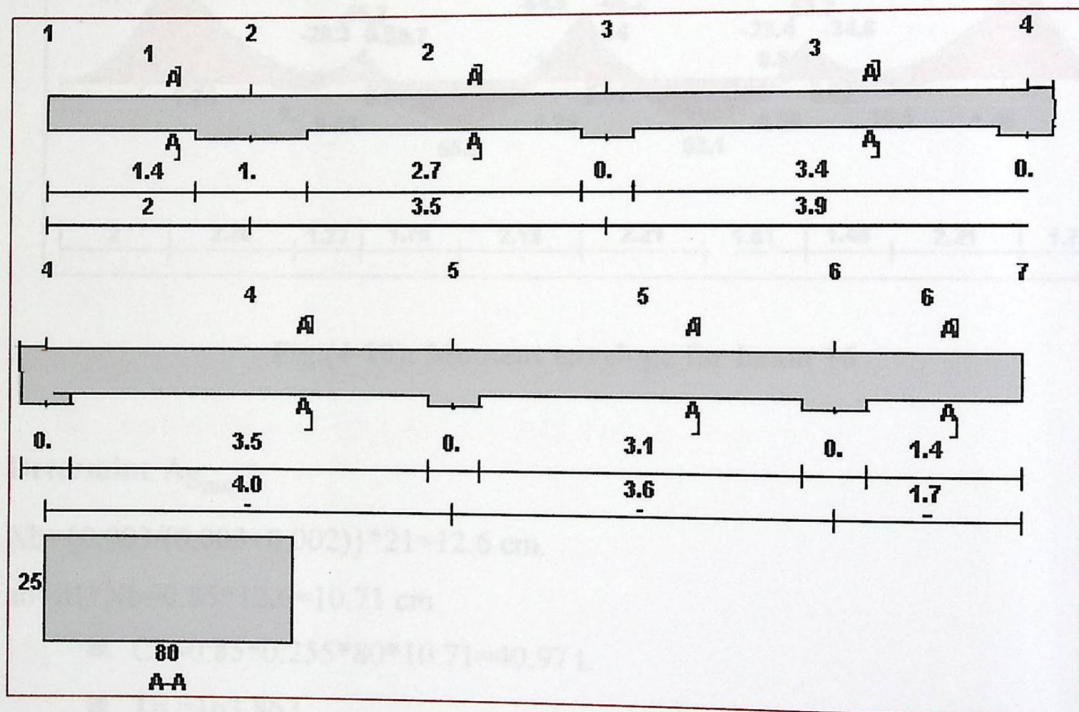


Fig.(4-9): Span length of Beam 16

$$\downarrow \text{DL} = 40.95 \text{ KN/m}$$

Factored live load

$$\downarrow \text{LL} = 13.95 \text{ KN/m}$$



#### 4.3.2 Design for positive moment:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{25.5}}{4(400)} 80 * 21 \geq \frac{1.4}{400} * 80 * 21$$

$$= 5.30 \geq 5.88$$

■  $A_{smin} = 5.88 \text{ cm}^2$ .

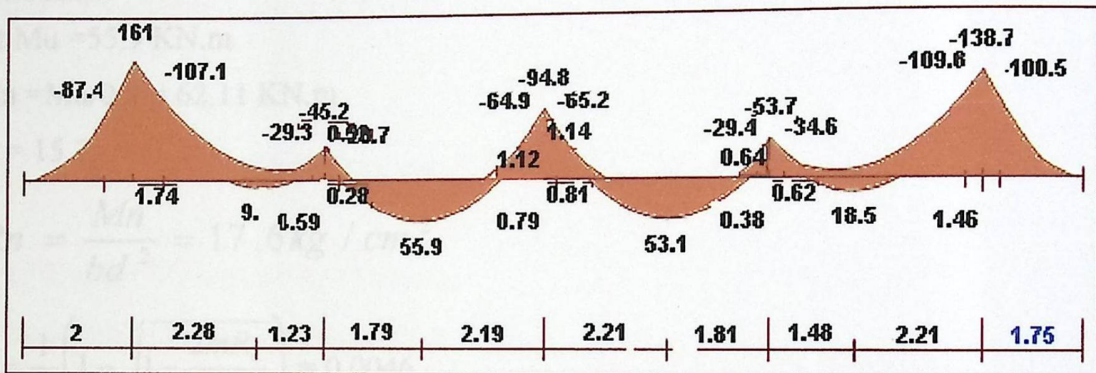


Fig.(4-10): Moment envelope for beam 16

Determine  $A_{smax}$ :

$$X_b = \{0.003 / (0.003 + 0.002)\} * 21 = 12.6 \text{ cm.}$$

$$a_b = \beta_1 * X_b = 0.85 * 12.6 = 10.71 \text{ cm.}$$

■  $C_b = 0.85 * 0.255 * 80 * 10.71 = 40.97 \text{ t.}$

■  $T_b = 163.86 \text{ t}$

■  $A_{sb} = 163.86 / 4 = 40.97 \text{ cm}^2$

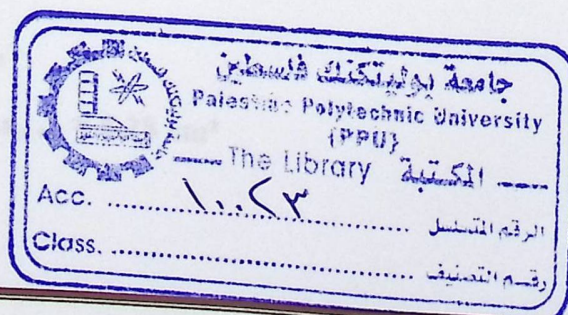
■  $A_{smax} = 0.75 * 40.97 = 30.73 \text{ cm}^2$

#### 2nd span:

at  $M_{u_{max}} = 9.9 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / 0.9 = 11 \text{ KN.m}$$

$$m = 18.45$$





$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.1 * 10^5}{80 * 21^2} = 3.12 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.00079$$

$$A_s = 0.00079 * 80 * 21 = 1.32 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 5.88 \text{ cm}^2$$

Use **2 Φ 20** mm, with  $A_{s_{prov.}} = 6.28 \text{ cm}^2$

### 3rd span:

At  $M_u = 55.9 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / 0.9 = 62.11 \text{ KN.m}$$

$$m = 15.7$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = 17.6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.0046$$

$$A_s = 0.0046 * 80 * 21 = 7.728 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.88 \text{ cm}^2$$

Use **3 Φ 20** mm, with  $A_{s_{prov.}} = 9.42 \text{ cm}^2$

### 4th span:

At  $M_{u_{max}} = 53.1 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / 0.9 = 59 \text{ KN.m}$$

$$m = 18.45$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{5.9 * 10^5}{80 * 21^2} = 16.72 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.0044$$

$$A_s = 0.0044 * 80 * 21 = 5.98 \text{ cm}^2$$

Use **2 Φ 20** mm, with  $A_{s_{prov.}} = 6.28 \text{ cm}^2$



**5th span:**

At  $M_u = 18.5 \text{ KN.m}$

$M_n = M_u / 0.9 = 20.56 \text{ KN.m}$

$m = 18.45$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = 18.45 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.0015$$

$A_s = 0.0015 * 80 * 21 = 2.49 \text{ cm}^2$

Use 2  $\Phi$  20 mm, with  $A_{s_{prov.}} = 6.28 \text{ cm}^2$ .

**4.3.3 Design for negative moment:**

The section of beam is rectangular section.

Assume that:

$b = 80 \text{ cm}, d = 21 \text{ cm}.$

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

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{25.5'}}{4 * 400} 80 * 17 \geq \frac{1.4}{400} * 80 * 17$$

$A_s \text{ min} = 4.29 \geq 4.76 \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.2})$

$A_{s_{min}} = 4.76 \text{ cm}^2$

**Support A:**

At  $M_u = 107.1 \text{ KN.m}$

$M_n = M_u / 0.9 = 119 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = 18.45$$



$$R_n = 51.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 51.47}{400}} \right)$$

$$= 0.0149$$

$$A_s = 0.0149 * 80 * 17 = 20.3 \text{ cm}^2$$

■ Use **7 Φ 20** mm, with  $A_{s_{prov.}} = 21.98 \text{ cm}^2$

### Support B:

At  $M_u = 29.3 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / 0.9 = 32.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 18.45$$

$$R_n = 14.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.0036$$

$$A_s = 0.0036 * 80 * 17 = 4.96 \text{ cm}^2$$

■ Use **2 Φ 20** mm, with  $A_{s_{prov.}} = 6.28 \text{ cm}^2$

### Support C:

At  $M_u = 65.2 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / 0.9 = 72.44 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 18.45$$

$$R_n = 31.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 31.33}{4000}} \right)$$

$$= 0.0085$$



$$A_s = 0.0085 * 80 * 17 = 11.56 \text{ cm}^2$$

Use 4  $\Phi$  20 mm, with  $A_{s\text{prov.}} = 12.56 \text{ cm}^2$

### Support D:

$$\text{At } M_u = 34.6 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 38.4 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 18.45$$

$$R_n = 16.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.0043$$

$$A_s = 0.0043 * 80 * 17 = 5.88 \text{ cm}^2$$

Use 2  $\Phi$  20 mm, with  $A_{s\text{prov.}} = 6.28 \text{ cm}^2$

### Support E:

$$\text{At } M_u = 109.6 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 121.78 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 18.45$$

$$R_n = 52.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 52.68}{4000}} \right)$$

$$= 0.0153$$

$$A_s = 0.0153 * 80 * 17 = 20.8 \text{ cm}^2$$

Use 7  $\Phi$  20 mm, with  $A_{s\text{prov.}} = 21.98 \text{ cm}^2$



#### 4.3.4 Design of Shear:

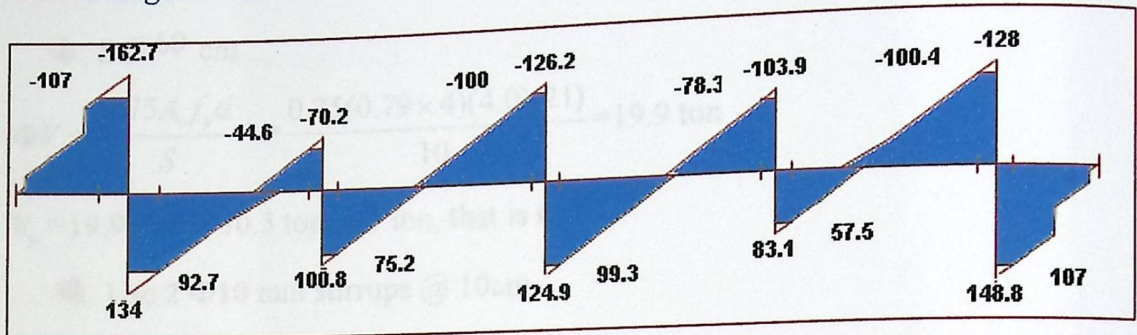


Fig.(4-11): Shear envelope for beam 16.

#### Region (A)

$V_{u \max} = 10.74$  ton at  $d$  from face of support

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{f'c'}}{6} \right) bd = 0.75 \left( \frac{\sqrt{25.5}}{6} \right) (80)(21) \left( \frac{10}{1000} \right) = 10.6 \text{ ton}$$

Category (2):

$$\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c + \Phi V_{s \min})$$

For all flexural members –no exception– shear reinforcement must be provided according to ACI-11.5.4.1

$$\Phi V_{s \min} = (1/3) * (b * d) * 0.75$$

$$\Phi V_{s \min} = 4.2 \text{ t}$$

$$S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{Controls}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

■ Use **2Φ 10 mm stirrups @ 10 cm.**

#### Region (B)

$$V_{u \max} = 9.3 \text{ ton.} > 0.5 \Phi V_c$$

Category (2):

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

⇒ Minimum reinforcement is required.



$$\downarrow S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls}$$

$$\downarrow S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = \frac{0.75 A_v f_y d}{S} = \frac{0.75(0.79 \times 4)(4.0)(21)}{10} = 19.9 \text{ ton}$$

$$V_u = 19.9 + 10.6 = 30.5 \text{ ton} > 9.3 \text{ ton, that is OK}$$

Use 2  $\Phi 10$  mm stirrups @ 10cm.

**Region (C)**

$$V_{u \max} = 10.1 \text{ ton.} > 0.5 \Phi V_c$$

Category (2):

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

$\Rightarrow$  Minimum reinforcement is required.

$$\downarrow S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls}$$

$$\downarrow S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = \frac{0.75 A_v f_y d}{S} = \frac{0.75(0.79 \times 4)(4.0)(21)}{10} = 19.9 \text{ ton}$$

$$V_u = 19.9 + 10.6 = 30.5 \text{ ton} > 10.1 \text{ ton, that is OK}$$

Use 2  $\Phi 10$  mm stirrups @ 10cm.

**Region (D)**

$$V_{u \max} = 9.93 \text{ ton.} > 0.5 \Phi V_c$$

Category (2):

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

$\Rightarrow$  Minimum reinforcement is required.

$$\downarrow S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls}$$

$$\downarrow S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = \frac{0.75 A_v f_y d}{S} = \frac{0.75(0.79 \times 4)(4.0)(21)}{10} = 19.9 \text{ ton}$$



$$V_u = 19.9 + 10.6 = 30.5 \text{ ton} > 9.93 \text{ ton, that is OK}$$

Use 2  $\Phi 10$  mm stirrups @ 10cm.

### Region (E)

$$V_{u \max} = 10.04 \text{ ton.} > 0.5\Phi V_c$$

Category (2):

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

$\Rightarrow$  Minimum reinforcement is required.

$$S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = \frac{0.75 A_v f_y d}{S} = \frac{0.75 (0.79 \times 4) (4.0) (21)}{10} = 19.9 \text{ ton}$$

$$V_u = 19.9 + 10.6 = 30.5 \text{ ton} > 10.04 \text{ ton, that is OK.}$$

Use 2  $\Phi 10$  mm stirrups @ 10cm.

### Region (F)

$$V_{u \max} = 10.7 \text{ ton at } d \text{ from face of support}$$

Category (2):

$$\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c + \Phi V_{s \min})$$

For all flexural members –no exception– shear reinforcement must be provided according to ACI-11.5.4.1

$$\Phi V_{s \min} = (1/3) * (b * d) * .75$$

$$\Phi V_{s \min} = 4.2 \text{ t}$$

$$S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use 2  $\Phi 10$  mm stirrups @ 10 cm.

.....THE END.



#### 4.4 Design of column (C07):

The dimension of the column (50\*25) cm was determine by the architectural engineering ,and so we will check if this dimension is sufficient and find the reinforcement of this column.

The column is an internal one.

$$\text{D.L} = 585.3 \text{ KN}$$

$$\text{L.L} = 304.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 \text{ D.L} + 1.6 \text{ L.L}$$

$$= 585.3 + 304.3 = 889.6 \text{ KN} \text{ ----- ACI - (9.2.1) equation (9-2)}$$

►  $P_n$  = nominal strength of cross section subject to compression, N

$$P_n \text{ req} = 889.6 / 0.65 = 1368.6 \text{ KN} \text{ ..... ACI (9.3.2.2)}$$

Use  $\rho_g = 0.02$

$$P_n = 0.8 A_g \{0.85 f'_c + \rho_g (f_y - 0.85 f'_c)\} \text{ -- ACI Code (10.3.6.2) eq. (10-2)}$$

$$= 0.8 * (25*50) \{0.85(2.55) + (0.02)(40 - 0.85(2.55))\} = 2924.0 \text{ KN}$$

$$A_g = 1250 \text{ cm}^2$$

$$P_n \text{ avail.} = 2924.0 \text{ KN} > P_n \text{ req} = 1368.6 \text{ KN}$$

∴ The dimension of the column is sufficient for load required

Calculation of reinforcement of the column

$$A_s \text{ req.} = \rho_g A_g = (0.02) (1250) = 25 \text{ cm}^2$$

Use **10  $\Phi$  16 mm**

$$A_s \text{ prov.} = 25.4 \text{ cm}^2$$

#### 4.4.1.1 Check of slenderness effect:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \text{ ..... A.C.I-(10.12.2) Eq (10-7)}$$

$$\leq 40$$



- ▶  $L_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.
- ▶  $M_1$  = smaller factored end moment on a compression member
- ▶  $M_2$  = larger factored end moment on compression member
- ▶  $K$ : effective length factor ( $K=1$  for braced frame).
- ▶  $r$ : radius of gyration =  $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$K = 1.0$

$L_u = 2.86 \text{ m}$

▶  $I_g$  = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement,  $\text{mm}^4$

▶  $I = bh^3/12 = 50(25)^3/12 = 65104.1 \text{ cm}^4$

$A = 1250 \text{ cm}^2$

$r = \sqrt{\frac{65104.1}{1250}} = 7.22 \text{ cm}$

$\left(\frac{KL_u}{r}\right) = \left(\frac{1 * 2.86 \text{ m}}{0.07226}\right) = 39.6 > 22$

→ Slenderness effect must be considered.

▶  $\delta_{ns}$  = moment magnification factor for frames braced against side sway, to reflect effects of member curvature between ends of compression member

▶  $\delta_{ns} = \left(\frac{C_m}{1 - (P_u/0.75P_c)}\right) > 1$  .....A.C.I(10.12.3) Eq(10-9)

▶  $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$  .....A.C.I(10.12.3.1) Eq(10-13)

▶  $C_m$  = a factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram

$C_m = 1.0$ (for single curvature -braced frame).....A.C.I(10.12.3.1)

$\delta_{ns} = \left(\frac{1}{1 - (889.6/0.75P_c)}\right) > 1$



● **Determination of  $P_c$ :**

▶  $P_c$  = critical load, N.

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(klu)^2} \dots\dots\dots \text{A.C.I(10.12.3.1) Eq(10-10)}$$

$$E_c = \frac{15000\sqrt{255}}{100} = 2395.3 \text{KN} / \text{cm}^2$$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

▶  $E_s$  = modulus of elasticity of reinforcement, MPa.

▶  $I_g$  : moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis , neglecting reinforcement ,  $\text{cm}^4$  .

$$I_g = \frac{25 \times 50^3}{12} = 260416 \text{cm}^4$$

▶  $I_{s_e}$  : moment of inertia of concrete about centroidal axis of member cross section ,  $\text{cm}^4$

$$I_{s_e} = 2(A_s * x^2)$$

$$I_{s_e} = 2(3(2.54) (19.0)^2) = 2752.8 \text{ cm}^4$$

▶  $EI$  = flexural stiffness of compression member.

$EI$  value larger of :

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{s_e}}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots \text{A.C.I(10.12.3) eq(10-11)}$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots \text{A.C.I(10.12.3) eq(10-12)}$$

$$\beta_d = \frac{\text{factored axial dead load}}{\text{factored axial total load}}$$

$$\beta_d = \frac{585.3}{889.6} = 0.66$$

$$EI = \frac{0.2(2395.3)(260416) + (20000)(2752.8)}{1 + 0.66} = 108319812.6 \text{ kn.cm}^2$$

$$EI = \frac{0.4(2395.3)(260416)}{1 + 0.66} = 249509777.9 \text{KN.cm}^2 \dots\dots\dots \text{(control)}$$



$$P_c = \frac{\pi^2 \times 249509777.9}{(1.0 \times 2.86 \times 100)^2} = 30106.15 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \left( \frac{1}{1 - (889.6 / 0.75(30106.15))} \right) = 1.041 \geq 1.0 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

$$\downarrow e_{\min} = 15 + 0.03(h) = 15 + 0.03(500) = 30 \text{ mm}$$

$$e_{\text{ used for the design}} = 30(1.04) = 31.2 \text{ mm} = 3.12 \text{ cm}$$

❖ Now we find the capacity ( $P_n$ ) of the column:

$$C_s = A_s (F_y - 0.85 \times F_c') = 3 \times 2.54(40.0 - 0.85 \times 2.55) \\ = 288.3 \text{ KN}$$

$$C_c = 0.85 \times F_c' \times b \times a_b \\ = 0.85 \times 2.55 \times 25 \times a_b \\ = 0.85 \times 2.55 \times 25 \times 0.85 X_b = 46 X_b$$

$$\epsilon_s' = (X_b - 6) \left( \frac{0.003}{X_b} \right)$$

$$F_s = (X_b - 6) \left( \frac{0.003}{X} \right) \times 20000 \\ = 60 \left( \frac{X_b - 6}{X} \right)$$

$$\downarrow T = A_s \times F_s = 3(2.54) \left( \frac{60 \times (X_b - 6)}{X} \right)$$

$$= \left( \frac{457.2 X_b - 2743.2}{X} \right)$$

The sum of moment about  $P_n$  clockwise positive

$$- \left( \frac{457.2 X_b - 2743.2}{X} \right) 21.34 + 46 X_b \left( \frac{0.85 X}{2} - 1.17 \right) - 288.3 \times (19 - 3.12) = 0.0$$

By trial and error the value of  $X_b = 36.2 \text{ cm}$

Then:



$$C_s = 288.3 \text{ KN}$$

$$C_c = 46(36.2) = 1665.2 \text{ KN}$$

$$T = \left( \frac{457.2 * 36.2 - 2743.2}{36.2} \right) = 381.42 \text{ KN}$$

The tension force in the opposite direction.

$$P_n = C_s + C_c - T = 288.3 + 1665.2 - 381.42 = 1572.0 \text{ KN}$$

$$P_n = 1572.0 \text{ KN} > P_n = 889.6 \text{ KN}$$

the column is sufficient for the load apply.

#### 4.5.3 Lateral Ties Selection:

For  $\Phi$  10 mm ties: ..... ACI - 7.10.5.2

$$\downarrow S \leq 16db \text{ for longitudinal bars}$$

$$\downarrow S \leq 48d_{ties}$$

$$\downarrow S \leq \text{Least dimension}$$

$$S \leq 16d_b = (16 \times 1.6) = 25.3 \text{ cm.}$$

$$S \leq 48d_{ties} = (48 * 1.0) = 48 \text{ cm.}$$

$$S \leq \text{Least dimension} = 25 \text{ cm (Control)}$$

Use 1 $\Phi$ 10mm ties @ 25cm

..... THE END.



#### 4.5 Design of stairs:

##### 4.5.1 Stair Part (A):

- The stairs is designed as one way solid slab for 1-m strip and in this project the stairs is simply supported .

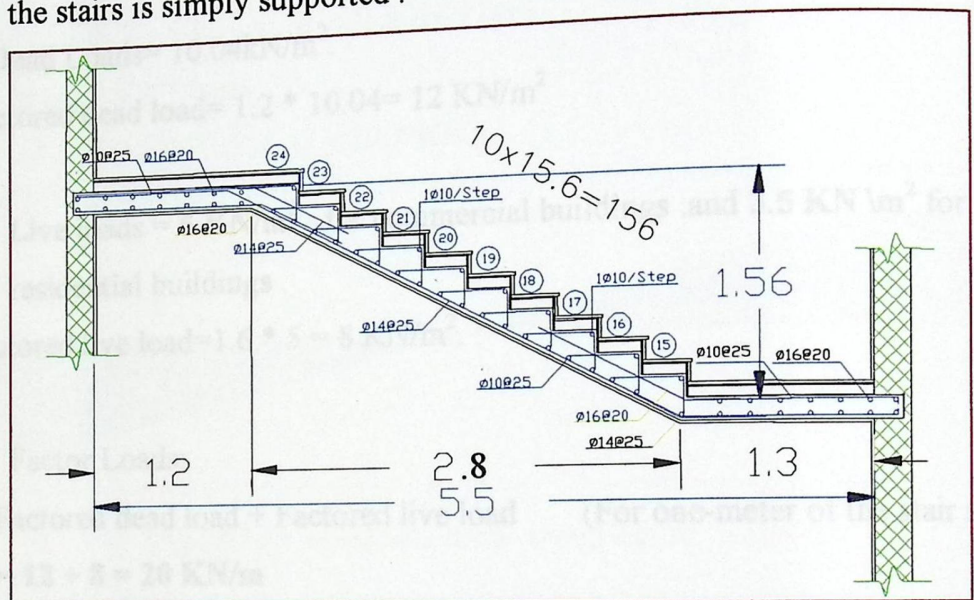


Fig.(4-12): Stair Details

#### 4.5.2 Design Requirements:

##### 4.5.2.1 Limitation of deflection

$h \geq L/20 = (2.79 + 0.4 + 0.4) / 20 = 17.98 \text{ cm}$  ..... For simply supported span (ACI-Table 9.5.a)

❖ Take  $h = 15 \text{ cm}$

$$\theta = \tan^{-1}(15.6/30) = 27.47^\circ$$

##### 4.5.2.2 Loads :

###### 4.5.2.2.1 Dead Loads:

$$\text{Dead load of slab} = 25 * 0.15 * (1/\cos 27.47^\circ) = 4.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plaster} = 0.03 * 22 * (1/\cos 27.47^\circ) = 0.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Steps} = 0.156 * 25 / 2 = 1.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sand} = 0.05 * 16.40 = 0.82 \text{ KN/m}^2$$



$$\text{H-mortar} = 0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{V-mortar} = 0.03 * 22 * 15.6 / 30 = 0.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{H-Plate} = 0.04 * 22 * 33/30 = 0.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{V-plate} = 0.03 * 22 * 15.6 / 30 = 0.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total Dead Loads} = 10.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored dead load} = 1.2 * 10.04 = 12 \text{ KN/m}^2$$

- Live loads =  $5 \text{ KN/m}^2$  for commercial buildings .and  $3.5 \text{ KN/m}^2$  for residential buildings .

$$\text{Factored live load} = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

- Factor Loads:

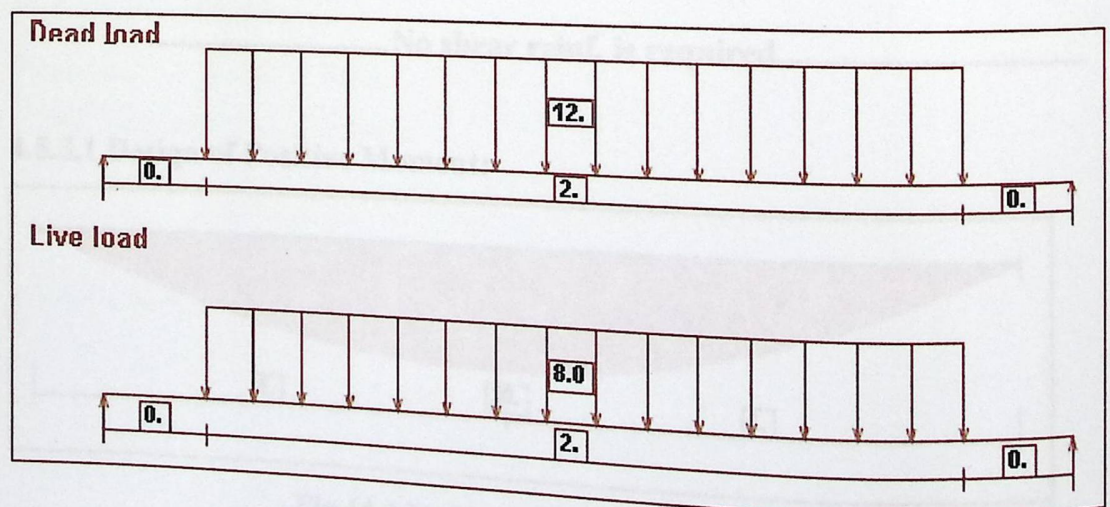
$$W_u = \text{Factored dead load} + \text{Factored live load} \quad (\text{For one-meter of the stair slab})$$

$$W_u = 12 + 8 = 20 \text{ KN/m}$$

- L : the length of the flight and we sum 0.4 m for each side

$$\text{So } L = 2.8 + 0.4 + 0.4 = 3.6 \text{ m .}$$

#### 4.5.3 Analysis :





● **Support Reaction :**

$$A_y = B_y = W_u * L/2$$

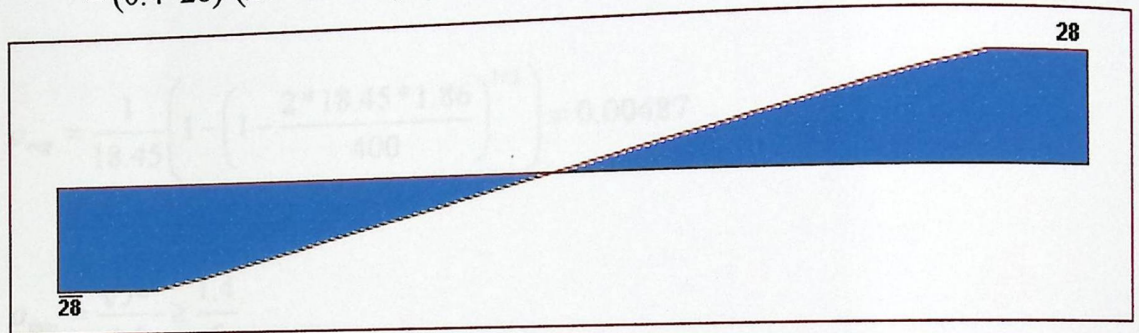
$$= 20 * 2.8/2 = 28 \text{ KN}$$

● **Using  $\Phi 14$  bars**

$$d = 15 - 2 - 0.7 = 12.3 \text{ cm} \rightarrow \text{select } d = 12 \text{ cm}$$

●  **$M_{\max} = V_u * \text{Area}$**

$$= (0.4 * 28) - (28 * 0.5 * 1.4) = 30.8 \text{ KN.m}$$



**Fig.(4-13): Loads & Shear Diagram of Stairs**

**4.5.3.1 Design of shear :**

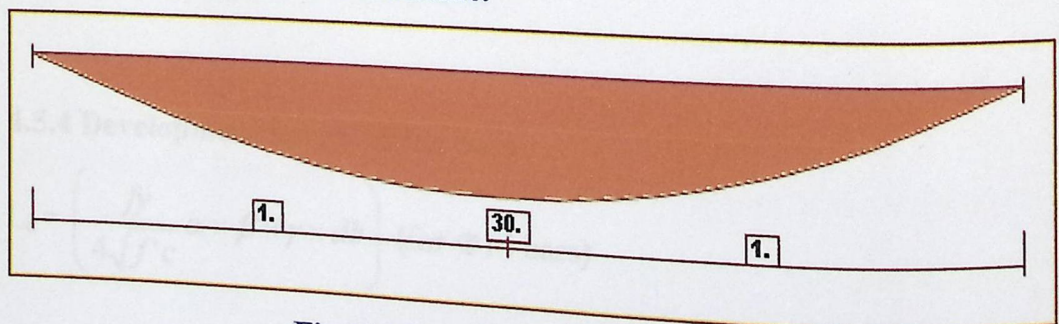
$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b * d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{25.5} \times (1000) \times (120) = 75.7 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 75.7 \text{ KN} > V_u = 28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

15 cm is satisfied

.....**No shear reinf. is required**.....

**4.5.3.1 Design of Positive Moment:**



**Fig.(4-13): Moment Diagram of Stairs**



$$M_n = 30.8 / 0.9 = 26.78 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{26.78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 120^2} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \cdot 25.5} = 18.45$$

$$\rho_{reg} = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \left( 1 - \frac{2 \cdot 18.45 \cdot 1.86}{400} \right)^{1/2} \right) = 0.00487$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} \geq \frac{1.4}{fy}$$

$$= 0.00315 \geq 0.0035$$

$$\rho_{min} = 0.0035 \dots \dots \text{control}$$

$$0.0035 < 0.00487 \dots \dots \text{OK}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0035 \cdot 100 \cdot 12 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ (shrinkage)}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ Required } A_s = 0.00487 \cdot 100 \cdot 12 = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ (provided)}} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ (provided)}} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 4.2 \text{ cm}^2$$

■ Select  $\Phi 14 \dots \dots @ 25 \text{ cm}$ .

#### 4.5.4 Development length of the bars:

$$L_d = \left( \frac{fy}{4\sqrt{f'c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) \text{ (for } \Phi 14 \text{ bars)}$$



$$\left( \frac{400}{4\sqrt{25.5}} 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \right) L_d = 55.45 \text{ cm}$$

For  $\Phi 12$  bars

$$L_d = (400 * 1 * 1 * 1 * 1.2) / (2 * \sqrt{25.5}) = 47.53 \text{ cm}$$

#### 4.5.6 Shrinkage and Temp. Reinforcement:

$$A_s = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{provided})} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

#### 4.5.5 Landing design:

##### ● Dead loads

$$\text{(Mortar)} = 0.02 * 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plate} = 0.03 * 22 = 0.66$$

$$\text{Concrete Plate} = 0.22 * 25 = 5.5$$

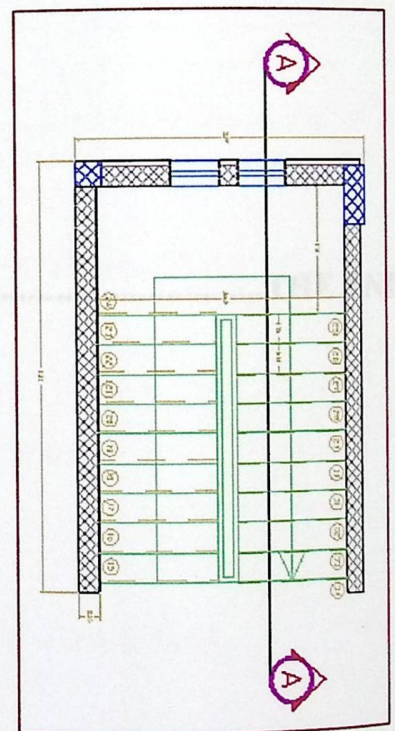
$$\text{Plaster} = 0.02 * 22 = 0.44$$

$$\rightarrow \text{D.L (per meter)} = 7.04 \text{ KN/m}$$

##### ● Live load = 5 KN/m<sup>2</sup>

$$\text{Factored dead load} = 1.2 * 7.04 = 8.45 \text{ KN/m}$$

$$\text{Factored live load} = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}$$



Fig(4-14): Plan Of Stairs

$$1. \text{ Reaction of the steps slab} = 30.3 \text{ KN/m}$$

$$W_u = \text{Factored dead load} + \text{Factored live load} + \text{Reaction of the steps slab}$$

$$= 8.45 + 8 + 30.3 = 46.75 \text{ kN/m}$$

$$2. M_u = W_u L^2 / 8 = (46.75 * 2.6^2) / 8 = 39.5 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 39.5 / 0.9 = 43.89 \text{ KN.m}$$



$$R_n = \frac{4.39 * 10^5}{100 * 13.3^2} = 24.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \left( 1 - \frac{2 * 18.45 * 24.8}{4000} \right)^{1/2} \right) = 0.0066$$

$$\rho_{req} = 0.0066 > \rho_{min} = 0.0035$$

$$3. A_s = 0.0066 * 100 * 13.3 = 8.8 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 16 \text{ bars@ } 20 \text{ cm}$

$$A_{s(\text{provided})} = 10.05 \text{ cm}^2$$

#### 4.5.6 Shrinkage and Temp. Reinforcement:

$$A_s = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{provided})} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

.....THE END.



#### 4.5 Design of footing :

#### Design of isolated footing :

#### 4.5.1 Footing Area(F5):

1. Estimate the allowable soil pressure is  $400 \text{ KN/m}^2$ , and the overburden soil is  $1.50 \text{ m}$ .

Dead load =  $892.6 \text{ KN}$  .

Live load =  $445.4 \text{ KN}$  .

Total load =  $1338 \text{ KN}$ .

2. Dead load factored =  $1.2 * 892.6 = 1071 \text{ KN}$ .

● Live load factored =  $1.6 * 445.4 = 712.6 \text{ KN}$

Total load factored =  $1783.6 \text{ KN}$ .

3. Column =  $55 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

Estimate footing to be about  $40 \text{ cm}$  thick, in addition to about  $(10 \text{ cm})$  of blinding concrete .

4. Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assume footing depth  $1.50 \text{ m}$  and footing thickness  $0.50 \text{ m}$

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

$$1.50 * 18 = 27 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Net soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 361 \text{ KN/m}^2.$$

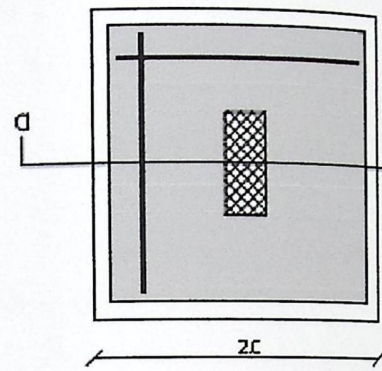
$$\text{Area (A)} = \text{Total Weight} / \text{Soil Pressure}$$

$$= 1338 \text{ KN} / 361 \text{ KN/m}^2$$

$$= 3.7 \text{ m}^2$$

$$L = B = 1.92$$

$$\therefore \text{Use: } L = 2 \text{ m, } W = 2 \text{ m, } A = 4 \text{ m}^2$$



. Fig (4-15): dimension of footing



#### 4.5 Design of footing :

#### Design of isolated footing :

#### 4.5.1 Footing Area(F5):

1. Estimate the allowable soil pressure is  $400 \text{ KN/m}^2$ , and the overburden soil is 1.50m.

Dead load =  $892.6 \text{ KN}$  .

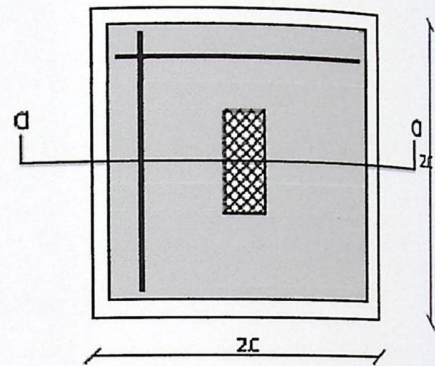
Live load =  $445.4 \text{ KN}$  .

Total load =  $1338 \text{ KN}$ .

2. Dead load factored =  $1.2 * 892.6 = 1071 \text{ KN}$ .

- Live load factored =  $1.6 * 445.4 = 712.6 \text{ KN}$

Total load factored =  $1783.6 \text{ KN}$ .



. Fig (4-15): dimension of footing F7

3. Column =  $55 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

Estimate footing to be about 40 cm thick, in addition to about (10 cm) of blinding concrete .

4. Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assume footing depth 1.50 m and footing thickness 0.50m

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

$$1.50 * 18 = 27 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Net soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 361 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Area (A)} = \text{Total Weight} / \text{Soil Pressure}$$

$$= 1338 \text{ KN} / 361 \text{ KN/m}^2$$

$$= 3.7 \text{ m}^2$$

$$L = B = 1.92$$

$$\therefore \text{Use: } L = 2 \text{ m, } W = 2 \text{ m, } A = 4 \text{ m}^2$$



#### 4.5 Design of footing :

#### Design of isolated footing :

#### 4.5.1 Footing Area(F5):

1. Estimate the allowable soil pressure is  $400 \text{ KN/m}^2$ , and the overburden soil is 1.50m.

Dead load = 892.6 KN .

Live load = 445.4 KN .

Total load = 1338 KN.

2. Dead load factored =  $1.2 * 892.6 = 1071 \text{ KN}$ .

- Live load factored =  $1.6 * 445.4 = 712.6 \text{ KN}$

Total load factored = 1783.6 KN.

3. Column = 55 cm x 30 cm

Estimate footing to be about 40 cm thick, in addition to about (10 cm) of blinding concrete .

4. Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assume footing depth 1.50 m and footing thickness 0.50m

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

$$1.50 * 18 = 27 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Net soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 361 \text{ KN/m}^2.$$

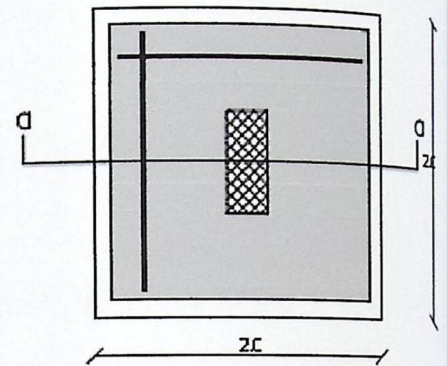
$$\text{Area (A)} = \text{Total Weight} / \text{Soil Pressure}$$

$$= 1338 \text{ KN} / 361 \text{ KN/m}^2$$

$$= 3.7 \text{ m}^2$$

$$L = B = 1.92$$

$$\therefore \text{Use: } L = 2 \text{ m, } W = 2 \text{ m, } A = 4 \text{ m}^2$$



. Fig (4-15): dimension of footing F7



4.5.2 Determine depth based on shear strength:

$$\bullet \Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b * d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{25.5} \times (200) \times (d) \times (10) = 1262.4 d .$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{1783.6}{4} = 445.9 \text{ KN/m}^2 < 1.4 * \text{Allowable soil pressure} = 560$$

KN/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \bullet V_u &= (P_{net}) (\text{one way shear area}) \\ &= (445.9 \text{ KN/m}^2)(200)(72.5 - d) \\ &= 64655.5 - 891.8d. \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$64655.5 - 891.8d = 1262.4d$$

$$2154.2 d = 64655.5 \dots \dots \text{Use}$$

$$\text{Total depth of footing} = 30 + 7 + 1 = 38 \text{ cm.}$$

5. Select .. **h = 40 cm so d = 32 cm**

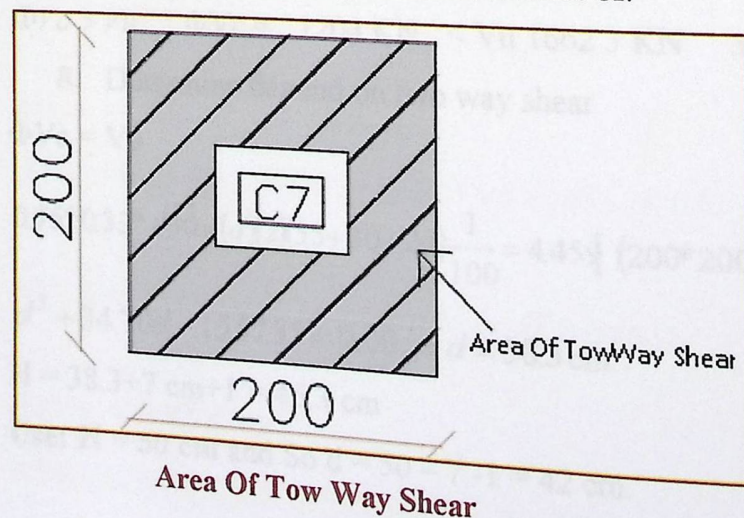
4.5.3 Check this depth for two way shear action (punching):

6. Determine Vu for punching shear:

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

$$= 4.459 [(200 * 200) - (55 + 32)(30 + 32)] * (10/1000) = 1662.3 \text{ KN}$$

The punching shear strength is the smallest of:





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

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

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

$$= 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d$$

7. Where:

$$\beta_c = a/b = 55/30 = 1.83$$

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

$$= 2\{(32+55)+(32+30)\} = 298 \text{ cm}$$

$\alpha_s = 40$ ..... For interior column

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{1.83} \right) \sqrt{25.5} * 2980 * 320 = 1679.7 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{40}{2980/320} + 2 \right) \sqrt{25.5} * 2980 * 320 = 2526.2 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 1605 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 1605 = 1204 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad \Phi V_c = 1204 \text{ KN} < V_u 1662.3 \text{ KN} \quad \text{not ok}$$

8. Détermine dépend on two way shear

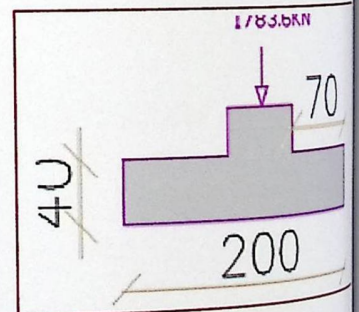
$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 * 0.33 * \sqrt{30} * (d)(2)(55+30+2d) \frac{1}{100} = 4.45 \left[ (200 * 200) - (55+d)(30+d) \right] * \left( \frac{1}{1000} \right)$$

$$d^2 + 34.70d - 1557.35 = 0.00 \Rightarrow d = 38.3 \text{ cm}$$

$$H = 38.3 + 7 \text{ cm} + 1 = 46.3 \text{ cm}$$

Use: **H = 50 cm** and So  $d = 50 - 7 - 1 = 42 \text{ cm}$ .





**Check for Calculations :**

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

$$= 4.459 [(200 \times 200) - (55+42)(30+42)] \cdot (10/1000) = 1472.18 \text{ KN}$$

The punching shear strength is the smallest of:

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

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

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

**Where:**

$$\beta_c = a/b = 55/30 = 1.83$$

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

$$= 2\{(42+55)+(42+30)\} = 338 \text{ cm}$$

$\alpha_s = 40$ ..... For interior column

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{1.83} \right) \sqrt{25.5} * 3380 * 420 = 2500 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{40}{3380/420} + 2 \right) \sqrt{25.5} * 3380 * 420 = 4164 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{25.5} * 3380 * 420 = 2365.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 2365.6 = 1774 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad \Phi V_c = 1774 \text{ KN} > V_u = 1472.18 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$

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

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f'_c A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.85)(25.5)(550 \times 300) = 2503 \text{ KN} > 1783.6 \text{ KN} = P_u$$



since  $\Phi P_n > P_u$ , the area of dowels is controlled by minimum reinforcement.

$$\text{min dowels} = \rho_{\text{min}} * A_g = 0.005 * 55 * 30 = 8 \text{ cm}^2.$$

■ No of bars  $\Phi 14$  is **6  $\Phi 14$** .  $A_s = 9.3 \text{ cm}^2$ .

But we can use the reinf. Of column.

### 9. Determine $L_d$

Category A item 2 ..... ACI (12.3.2).

$$L_d = \left( \frac{f_y}{4\sqrt{f'_c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left( \frac{400}{4\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 \right) = 27.7 \text{ cm}.$$

$$\text{Available } L_d = 50 - 7 - (1.4 + 1.4/2) = 40.9 \text{ cm} > 27.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}.$$

### 4.5.5 Design for Bending Moment:

The critical section of moment is at the face of column

$$\begin{aligned} M_u &= \left( P_{\text{net}} \times W \times \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left( 4.459 \times 200 \times \left( \frac{200}{2} - \frac{55}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{200}{2} - \frac{55}{2} \right) \times \left( \frac{1}{10000} \right) = 234.37 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{234.3}{0.9} = 260.4 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{260.4 * 10^6}{2000 \times 420^2} = 0.74 \text{ MPa}.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 * 25.5} = 18.45.$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.45 \times 0.74}{400}} \right)$$

$$\rho = 0.0019 \dots$$

$$< \rho_{\text{min}} = 0.002$$



$$\text{Req. } A_s \text{ min} = 0.002 (200) (42) = 16.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No of bars } \Phi 12 \text{ is} = 16.8 / 1.13 = 14.8 \text{ cm}^2.$$

Use: 15  $\Phi 12$  in each way  $A_s = 16.95 \text{ cm}^2$ . in each way

The distance between bars center to center is  $(200 - 5 - 5) / 14 = 13.6 \text{ cm}$

#### 4.5.6 Development Length ( $L_d$ ):

Category A item 2 ..... ACI (12.3.2).

$L_d$  for  $\Phi 12$ :

$$L_d = \left( \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left( \frac{400}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \right) = 47.52 \text{ cm.}$$

$$\text{Available embedment} = (200 - 50) / 2 - 7.5 = 68 \text{ cm} > 47.52 \text{ cm}$$

..... OK: .....

..... THE END.



#### 4.6 Design of combined footing (CF1) :

##### 4.6.1 Determine Loads & length of footing :

Use  $L = 3.85$  m.

Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assumed footing depth  $1.50$  m and footing thickness is  $0.50$  m.

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

$$1.50 * 1.8 = 27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Net soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 360.5 \text{ KN/m}^2$$

10. The loads which come from column C 19:

$$D.L = 1064 \text{ KN.}$$

$$L.L = 709 \text{ KN.}$$

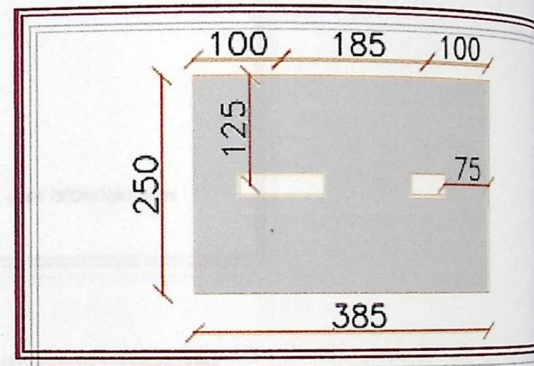
$$\text{Total factored load} = 1772 \text{ KN}$$

The loads which come from column C 20:

$$D.L = 822 \text{ KN}$$

$$L.L = 548 \text{ KN.}$$

$$\text{Total factored loads} = 1370 \text{ KN.}$$



Dimension of Combined footing

##### 4.6.2 Determine width of footing:

$$\text{Footing width} = 3142 / (1.4 * 400 * 3.85) = 1.45 \text{ m}$$

Use width =  $1.5$  m.

$$\text{Area} = 1.5 * 3.85 = 5.775 \text{ m}^2$$

$$q_u = 3142 / (3.85 * 1.5) = 544 \text{ KN/m}^2 < 1.4 * \text{Allowable soil pressure} = 560 \text{ KN/m}^2$$

##### 4.6.3 Determine depth based one way shear strength:

Assume  $H = 40$  cm

$$d = 40 - 7 - 1 = 32 \text{ cm}$$



#### 4.6 Design of combined footing (CF1) :

##### 4.6.1 Determine Loads & length of footing :

Use  $L = 3.85$  m.

Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assumed footing depth  $1.50$  m and footing thickness is  $0.50$  m.

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

$$1.50 * 1.8 = 27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Net soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2 - 12.5 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 360.5 \text{ KN/m}^2$$

10. The loads which come from column C 19:

$$D.L = 1064 \text{ KN.}$$

$$L.L = 709 \text{ KN.}$$

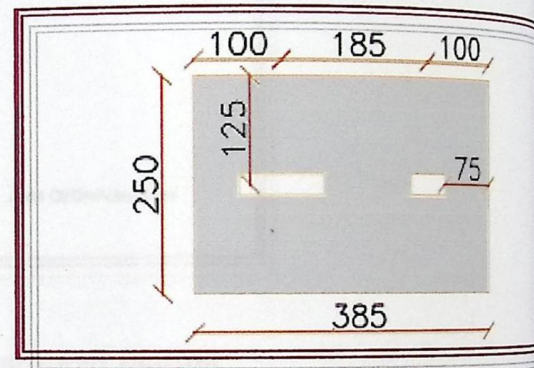
$$\text{Total factored load} = 1772 \text{ KN}$$

The loads which come from column C 20:

$$DL = 822 \text{ KN}$$

$$L.L = 548 \text{ KN.}$$

$$\text{Total factored loads} = 1370 \text{ KN.}$$



Dimension of Combined footing

##### 4.6.2 Determine width of footing:

$$\text{Footing width} = 3142 / (1.4 * 400 * 3.85) = 1.45 \text{ m}$$

Use width =  $1.5$  m.

$$\text{Area} = 1.5 * 3.85 = 5.775 \text{ m}^2$$

$$q_u = 3142 / (3.85 * 1.5) = 544 \text{ KN/m}^2 < 1.4 * \text{Allowable soil pressure} = 560 \text{ KN/m}^2$$

##### 4.6.3 Determine depth based on one way shear strength:

Assume  $H = 40$  cm

$$d = 40 - 7 - 1 = 32 \text{ cm}$$



$$M_u = 1772(0.925) - 1370(0.925) = 372 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3142}{5.778} + 0 + \frac{372}{7.13} * 1.925 = 644.2 \text{ KN/m}^2 > 560 \text{ KN/m}^2 \text{ not OK}$$

use width = 2.5 m

$$\sigma_1 = \frac{3142}{9.625} + 0 + \frac{372}{11.88} * 1.925 = 386.7 \text{ KN/m}^2 < 560 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3142}{9.625} + 0 - \frac{372}{7.13} * 1.925 = 266.14 \text{ KN/m}^2 < 560 \text{ KN/m}^2$$

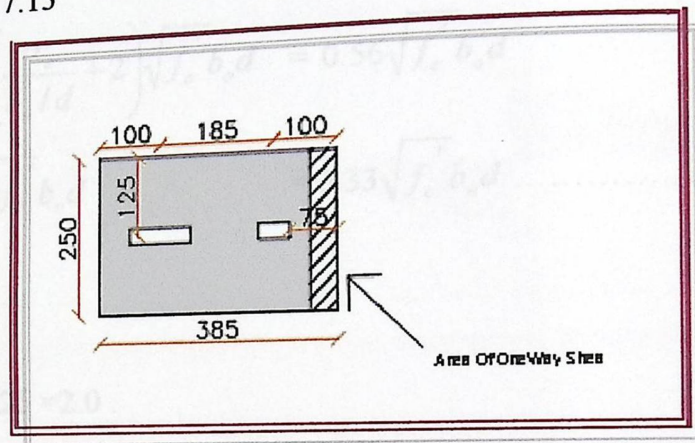


Fig.(4-14) :Geometry of combined footing

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b * d = 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{25.5} * (250) * (d) * (10) = 1578 d.$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{3142}{9.625} = 326.4 \text{ KN/m}^2 < 1.4 * \text{Allowable soil pressure} = 560 \text{ KN/m}^2$$

$$11. V_u = (P_{net}) (\text{one way shear area})$$

$$= (3.26 \text{ kg/m}^2) (250) (75 - d) = 61125 - 815d.$$

$$\Phi V_c = V_u \dots\dots\dots 61125 - 815d.. = 1578d$$

$$d = 25.5 \text{ cm}$$

$$\text{Total depth of footing} = 25.5 + 7 + 1 = 33.5 \text{ cm.}$$

Select .. **h = 40 cm** so d = 32 cm

$$\text{At } d = 32 \text{ cm } V_u = 350.5 \text{ KN}$$

$$= 505 \text{ KN} > V_u = 350.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK } \Phi V_c$$



#### 4.6.4 Check shear strength based on tow-way action (punching):

Check punching shear under column 20 at the  $d/2$  from face of column  
 $V_u = 403 \text{ KN}$ .

The punching shear strength is the smallest of:

$$\pm V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.333 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\pm V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.56 \sqrt{f'_c} b_o d$$

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

Where:

$$\beta_c = a/b = 50/25 = 2.0.$$

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

$$= 2\{(32+50)+(32+25)\} = 278 \text{ cm}$$

$\alpha_s = 40$  For edge column

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{25.5} (278)(32) \left( \frac{100}{1000} \right) = 1112 \text{ KN}.$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 1112 \text{ KN} > 403 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$



#### 4.6.5 Main longitudinal reinforcement at face of right column :

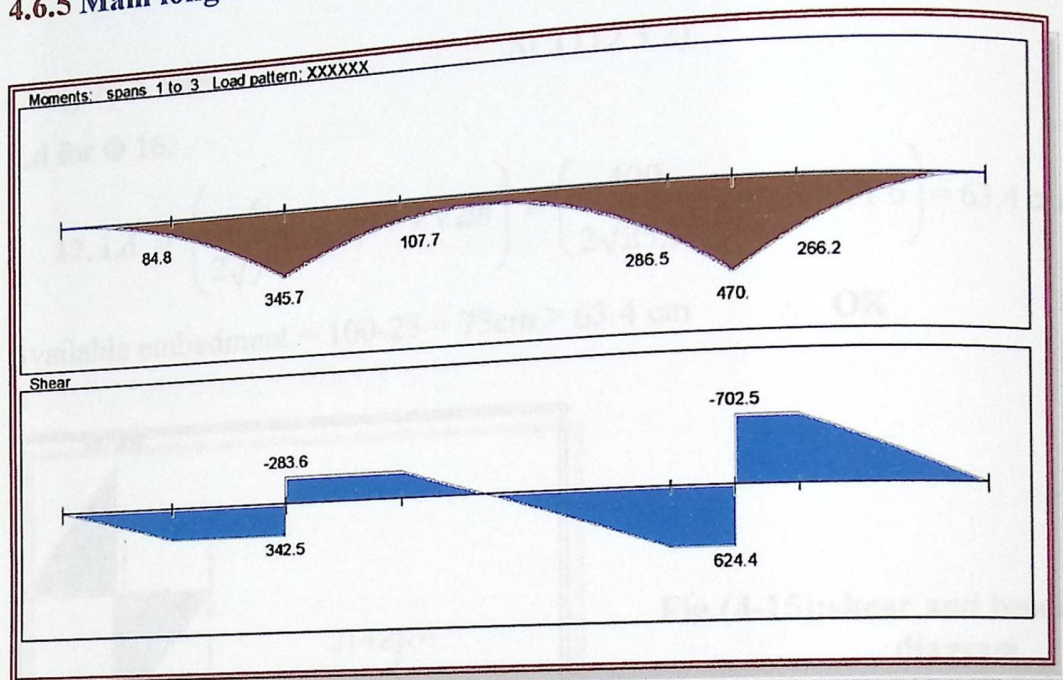


Fig.(4-14): Moments and shear for CF1

$$M_u = 286.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25.5} = 18.45$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{257.8 \times 10^6}{0.9 \times 2500 \times 320^2} = 1.24 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.45 \times 1.24}{400}} \right) = 0.00319$$

$$\text{As req} = 0.00319 \times 250 \times 32 = 25.5 \text{ cm}^2.$$

Use **13  $\Phi$  16** (bottom reinforcement)

The distance between bars center to center =  $(250-15)/12 = 20 \text{ cm}$ .



#### 4.6.5 Development Length ( $L_d$ ):

Category A item 2 .....ACI (12.3.2).

$L_d$  for  $\Phi 16$ :

$$12. L_d = \left( \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left( \frac{400}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.6 \right) = 63.4 \text{ cm.}$$

Available embedment =  $100 - 25 = 75 \text{ cm} > 63.4 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$

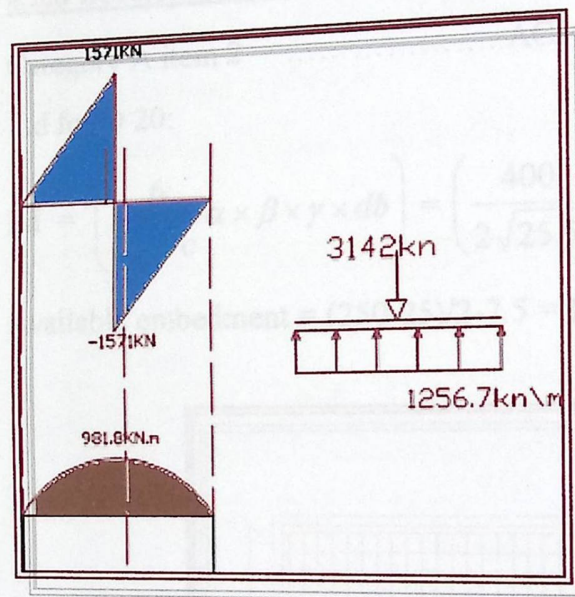


Fig.(4-15):shear and bending moment diagram

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

$$M_u = 795 \text{ KN .m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25.5} = 18.45$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{795 \times 10^6}{0.9 \times 3850 \times 320^2} = 2.24 \text{ Mpa}$$

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



$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.45 \times 2.24}{400}} \right) = 0.00592$$

As req = 0.00592 \* 385 \* 32 = 73 cm<sup>2</sup>.

No. of  $\Phi 20$  bars = 23.2 bars

Use 24  $\Phi 20$  (bottom reinforcement)

The distance between bars center to center = (385-15)/23 = 16 cm.

#### 4.5.6 Development Length ( $L_d$ ):

Category A item 2 ..... ACI (12.3.2).

$L_d$  for  $\Phi 20$ :

$$L_d = \left( \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left( \frac{400}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 \right) = 79.2 \text{ cm.}$$

Available embedment = (250-25)/2-7.5 = 105 cm > 79.2 cm  $\therefore$  OK

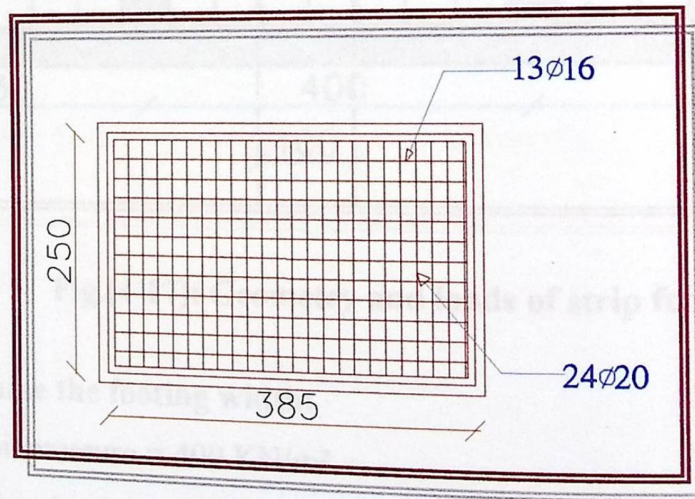


Fig.(4-16) :Details for combined footing CF1

..... THE END.



#### 4.7 Design of strip footing:

- Dead load = (height) \* (thickness of wall) \* (1m wide) \* ( $\gamma_c$ )  
 $= 23.4 * 0.3 * 1 * 25$   
 $= 175.5 \text{ KN/m}$

Factored Dead load =  $1.2 * 175.5 = 210.6 \text{ KN/m}$

Total live load = (live load for one meter run) (no. of floors)

$= (4) * (7) = 28 \text{ KN}$

Factored live load =  $1.6 * 28 = 44.8 \text{ KN/m}$

Total service load = 204 KN

- Total load factored =  $44.8 + 210.6 = 255.4 \text{ KN/m}$

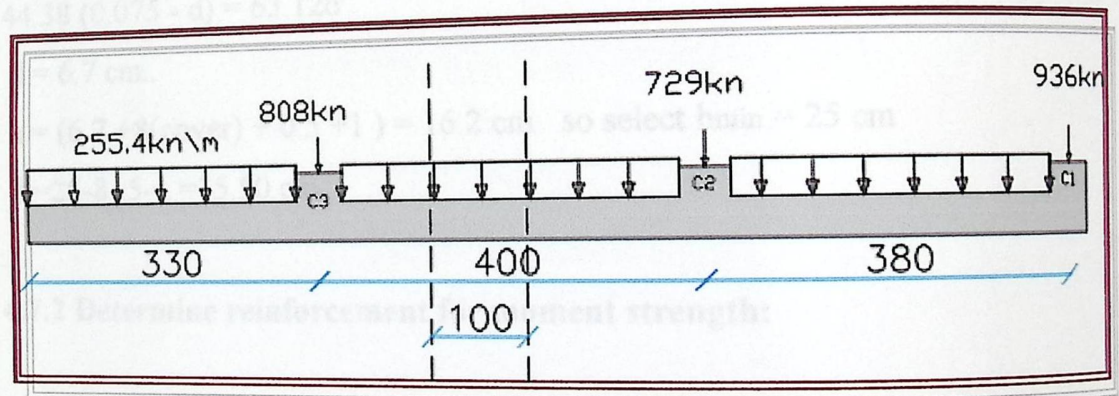


Fig.(4-17): Geometry and loads of strip footing

#### 4.7.1 Determine the footing width:

Allowable soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$

Assume footing depth is 1.50m and footing thickness is 0.25 m.

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

$1.50 * 18 = 27 \text{ KN/m}^2$

Net soil pressure =  $400 \text{ KN/m}^2 - 6.25 \text{ KN/m}^2 - 27 \text{ KN/m}^2 = 366.75 \text{ KN/m}^2$

Width of footing =  $\frac{204}{366.75} = 0.55 \text{ m}^2$

$A * 1 \text{ m} = 0.55 \text{ m}^2$



$$A = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Use } A = 0.6 \text{ m} = 60 \text{ cm.}$$

● Determined of the contact pressure:

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{255.4}{0.6 * 1} = 425.6 \text{ kN/m}^2 < 1.4 * 400 = 560 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{25.5} \times (100) \times \frac{10}{1000} (100d) = 63.12d$$

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

$$= 42.56 * \left( \left( \frac{0.6 - 0.3}{2} \right) - d \right) = 44.38 (0.15 - d)$$

$$V_u = \Phi V_c$$

$$44.38 (0.075 - d) = 63.12d$$

$$d = 6.7 \text{ cm.}$$

$$h = (6.7 + 8(\text{cover}) + 0.5 + 1) = 16.2 \text{ cm} \quad \text{so select } h_{min} = 25 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 8 - 5 - 1 = 15.50 \text{ cm.}$$

#### 4.7.2 Determine reinforcement for moment strength:

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

$$= 425.6 * 0.15 * 0.075 = 4.788 \text{ KN.m/m}$$

$$M_n = \frac{M_{u_{rec}}}{\Phi} = 4.788 / 0.9 = 5.32 \text{ KN.m/m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 25.5} = 18.45$$

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

$$R_n = \frac{5.32 \times 10^6}{1000 * (155)^2} = 0.22$$



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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18.45)(0.22)}{400}} \right) = 0.000556 \leq \rho_{\min} = 0.002.$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.002 * 100 * 15.50 = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bar } \Phi 10 = \frac{3.10}{0.79} = 3.92 \text{ bar /m}$$

use 4  $\Phi 10$

$$\text{Spacing of bars} = 100 - (15/2)/3 = 28.3 \text{ cm}$$

Use  $\Phi 10 @ 28 \text{ cm}$ .

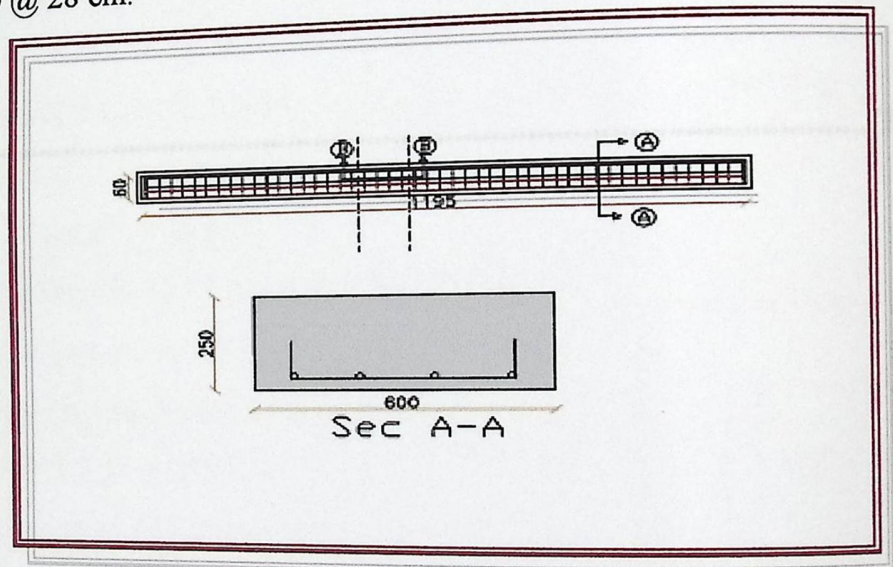


Fig.(4-18): Details of strip footing

#### 4.7.3 Design of longitudinal bars:

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

$$= 0.002 * 60 * 25 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{No of } \Phi 10 = 3/0.79 = 3.79 \text{ bars.}$$

$$\text{Spacing of bars} = 60 - (15/2)/3 = 15 \text{ cm}$$

Select  $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$ ..... (2) Down and (2) up.



#### 4.7.4 Design of dowels bars :

$$A_{s \text{ min (req)}} = 0.005 * 100 * 25 = 12.5 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ of } \Phi 14 = 12.5 / 1.54 = 8 \text{ bar}$$

$$L_d = \left( \frac{f_y}{4\sqrt{f'c}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right) = \left( \frac{400}{4\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 \right) = 27.7 \text{ cm.}$$

$$L_d \text{ available} = 25 - 8 - 1.5 = 15.50 \text{ cm} < 27.7 \text{ cm.}$$

So we must increase the length of steel by using **hock 15 cm** .

.....THE END.



#### 4.8 Design of Mat footing under stairs :

Load calculation :

$$\text{Slab Weight (D.L)} = 25 \times 0.2 \times 2.0 \times 2.20 = 22 \text{ KN}$$

$$\text{Slab Weight (D.L) / m on the wall} = 22 / \{(2 \times 2.0) + (2 \times 2.2)\} = 2.61 \text{ KN / m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Total (D.L) of the Wall} &= \text{Wall Height} \times (W) \times (\gamma_c) \\ &= (23.4) \times 0.2 \times 25 = 117 \text{ KN / m.} \end{aligned}$$

$$\text{Stair reaction (D.L)} = 42 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Stair reaction (L.L)} = 6.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Live load of the lift} = 10 \text{ KN.}$$

$$\text{Live load of the lift / m} = (10 / 8.4) = 84 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Live Load acting on the Slab} = 2 \times 2.0 \times 2.2 = 8.8 \text{ KN.}$$

$$\text{Live Load acting on the Slab / m of the wall} = 8.8 / \{(2 \times 2.0) + (2 \times 2.2)\} = 1.05 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total Dead load} = 162 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Total live load} = 92 \text{ KN/m.}$$

$$P = 162 + 92 = 254 \text{ KN / m.}$$

$$P = 254 \times 8.4 = 2133.6 \text{ KN.}$$

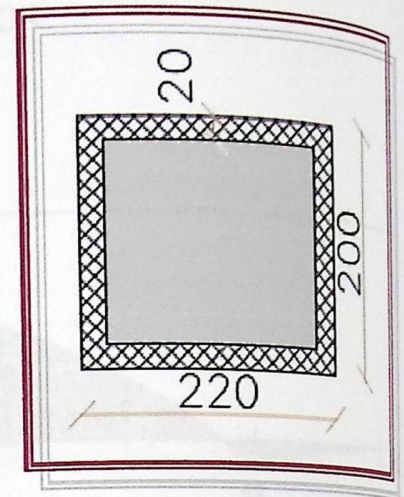
$$\text{Required area} = P / B.C = 2133.6 / 400 = 5.3 \text{ m}^2.$$

$$A \text{ provided} = 2.6 \times 2.8 = 7.28 \text{ m}^2 > \text{Area req} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

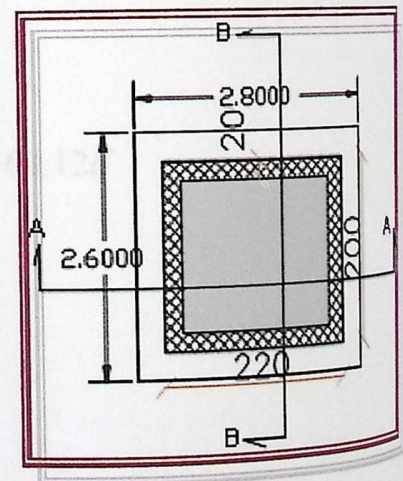
$$\text{Total Factored load for one meter strip} = 1.2 \times \text{DL} + 1.6 \times \text{LL} = 1.2 \times 162 + 1.6 \times 92 = 314.6 \text{ KN/m.}$$

**A- Design in X- Direction.**

Check of Bearing capacity for Section a-a.



**Fig.(4-19): Dimension of mat footing under stair**



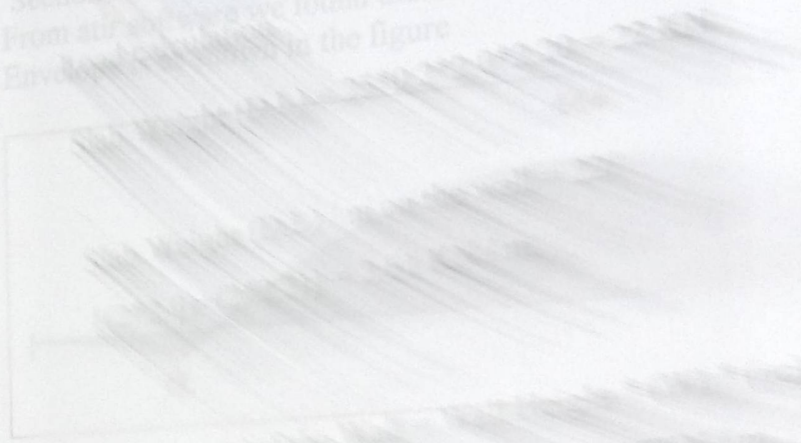
**Fig.(4-20): Sections of mat footing under stair**



$$Q_u = (2 \times 314.6)(1 \times 2.5) = 224.7 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 224.7 \text{ kN/m}^2$$

Section 4.2.2. From our calculations we found that the shear Envelope is shown in the figure



#### Estimation of required depth

$$V_u = 159.6 \text{ kN}$$

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

$$\text{Let } V_u = \Phi V_c$$

$$159.6 \times 10^3 = 63.12 d$$

$$\text{So, } d = 0.253 \text{ m} = 25.3 \text{ cm}$$

Assume  $\Phi 12$  for main reinforcement

$$h_{\text{req}} = 25.3 + 1.2 + 8 + 0.6 = 35.1 \text{ cm}$$

Select  $h = 40 \text{ cm}$ .

$$d_{\text{req}} = 40 - 8 - 1.2 - 0.6 = 30.2 \text{ cm} > 25.3 \text{ cm}$$



$$\sigma_1 = (2 \times 314.6) / (1 \times 2.8) = 224.7 \text{ KN/m}^2$$

$$(\sigma_1 = 224.7 \text{ KN/m}^2) < (1.4 \times \text{B.C} = 560 \text{ KN/m}^2) \dots \text{OK.}$$

Section A-A

From atir software we found that the shear Envelope is as shown in the figure ...

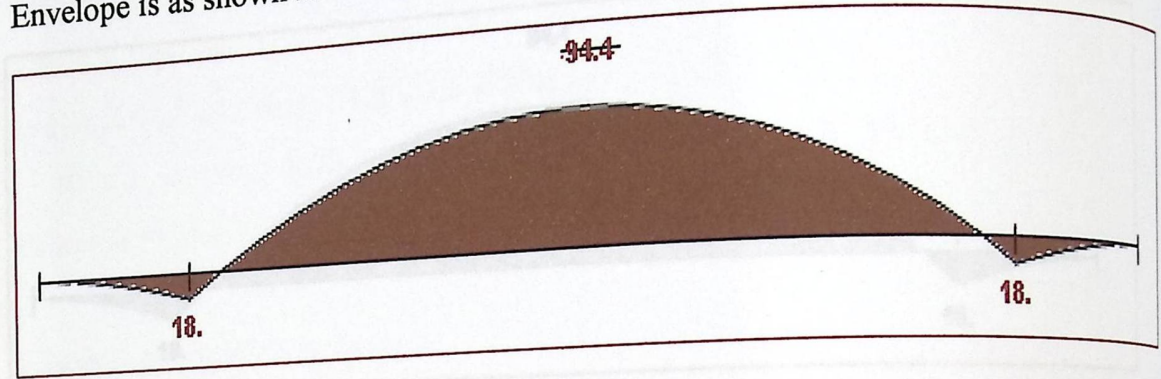


Fig.(4-21): Shear envelope of mat footing under stair Section A-A

Estimation of footing depth:

$$V_u = 159.6 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{25.5} \times (1000) \times (d) = 63.12d$$

$$\text{Let } V_u = \Phi V_c.$$

$$159.6 \times 10^3 = 63.12 d$$

$$\text{So, } d = 0.253 \text{ m} = 25.3 \text{ cm.}$$

Assume  $\Phi 12$  for main reinforcement.

$$h_{\text{req}} = 25.3 + 1.2 + 8 + 0.6 = 35.1 \text{ cm.}$$

Select  $h = 40 \text{ cm.}$

$$d_{\text{req}} = 40 - 8 - 1.2 - 0.6 = 30.2 \text{ cm} > 25.3 \text{ cm.} \dots \text{O.K.}$$



### Design of reinforcement:-

By using atir software we found that the moment envelope of this section is as the following figure,

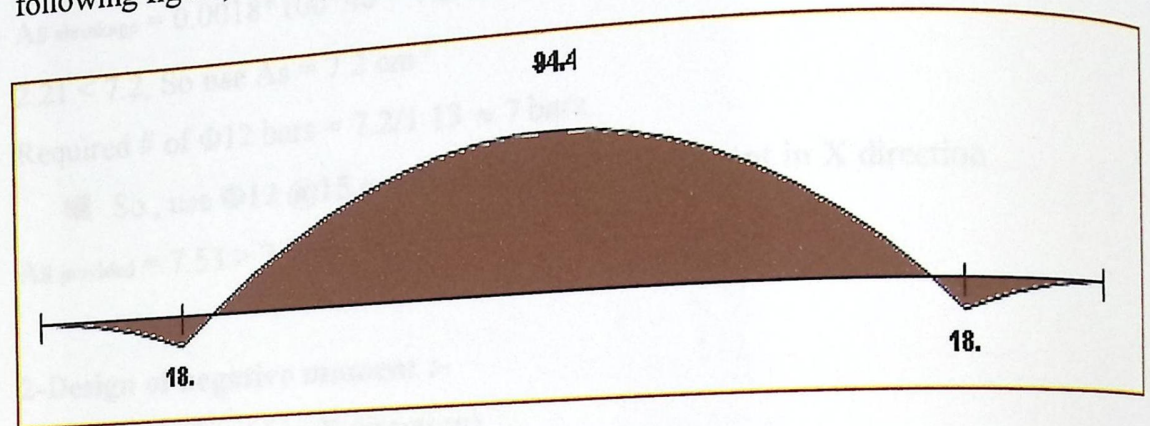


Fig.(4-22): Moment diag. of mat footing under stair Section A-A

#### 1- Design of positive moment:

Bottom reinforcement ( in X direction).

$M_u = 18 \text{ kN.m} / 1 \text{ meter strip}$ , (At the face of support).

$M_{n \text{ req}} = M_u / 0.9 = 18 / 0.9 = 20 \text{ kN.m}$ .

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{20 \times 10^6}{1000 \times 302^2} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 0.22}{400}} \right) = 0.000553$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.000553.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.000553 * (100) * (30.2) = 1.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 400} * 100 * 30.2 \geq \frac{1.4 * 100 * 30.2}{400} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.53 \geq 10.6$$



Select  $A_{s \min} = 10.6 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 1.7 = 2.21 \leq A_{s \min}$$

$A_s$  used must be  $>$   $A_s$  required for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$2.21 < 7.2, \text{ So use } A_s = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Required \# of } \Phi 12 \text{ bars} = 7.2 / 1.13 \approx 7 \text{ bars.}$$

So, use  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm}$  for bottom reinforcement in X direction.

$$A_{s \text{ provided}} = 7.53 > 7.2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

## 2-Design of negative moment :-

Top reinforcement ( in X direction).

$$M_u = 94.4 \text{ KN.m / 1 meter strip, (At the face of support).}$$

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 94.4 / 0.9 = 105 \text{ KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{105 \times 10^6}{1000 * 302^2} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 1.15}{400}} \right) = 0.00295$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.00295$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.00295 * (100) * (30.2) = 8.94 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 400} * 100 * 30.2 \geq \frac{1.4 * 100 * 30.2}{400} \Rightarrow A_{s \min} = 9.53 \geq 10.57 \text{ cm}^2$$

Select  $A_{s \min} = 10.57 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 8.94 = 11.63 \geq A_{s \min} = 10.57$$

So, use  $A_{s \min} = 10.57 \text{ cm}^2$ .

$A_s$  used must be  $>$   $A_s$  required for shrinkage & temperature reinforcement.



$$A_s \text{ shrinkage} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$10.57 > 7.2, \text{ So use } A_s = 10.57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Required \# of } \Phi 16 \text{ bars} = 10.57 / 2.01 \approx 6 \text{ bars.}$$

So, use  $\Phi 16 @ 15 \text{ cm}$  for Top reinforcement in X direction.

$$A_s \text{ provided} = 13.4 > 10.57 \dots \dots \text{OK.}$$

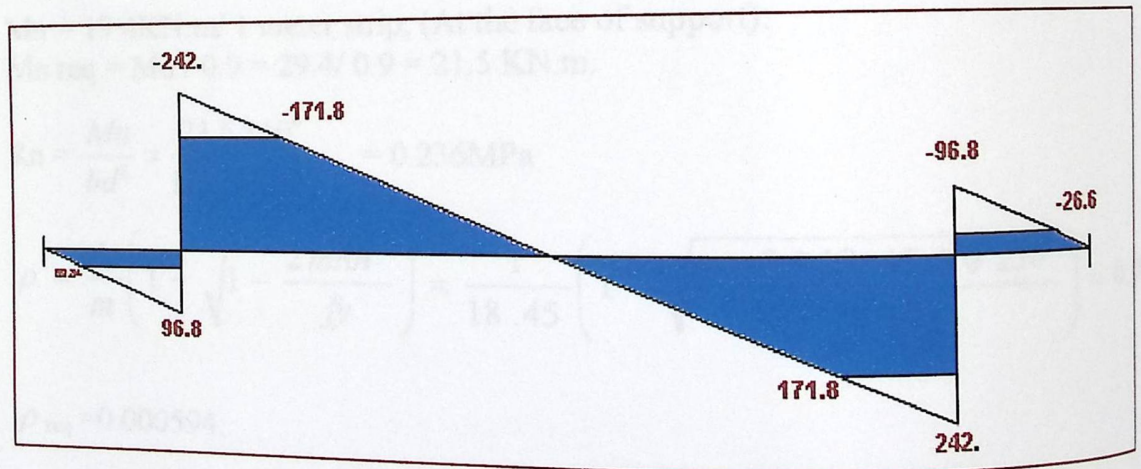
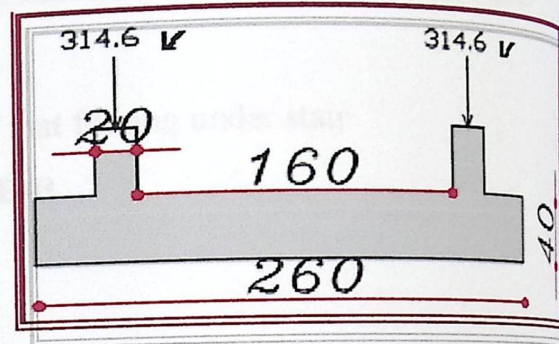
**B- Design in Y- Direction.**

Check of Bearing capacity for Section b-b.

$$\sigma_1 = (2 * 314.6) / (1 * 2.60) = 242 \text{ KN/m}^2.$$

$$(\sigma_1 = 242) < (1.4 * B.C = 560) \dots \dots \text{OK.}$$

From atir software we found that the shear Envelope is as Figure.



**Fig.(4-24) : Shear envelope of mat footing under stair Section B-B**

Because the shear action is the same we use the depth of mat = 40 cm .

**Design of reinforcement:-**

By using atir software we found that the moment envelope of this section is as the following figure,



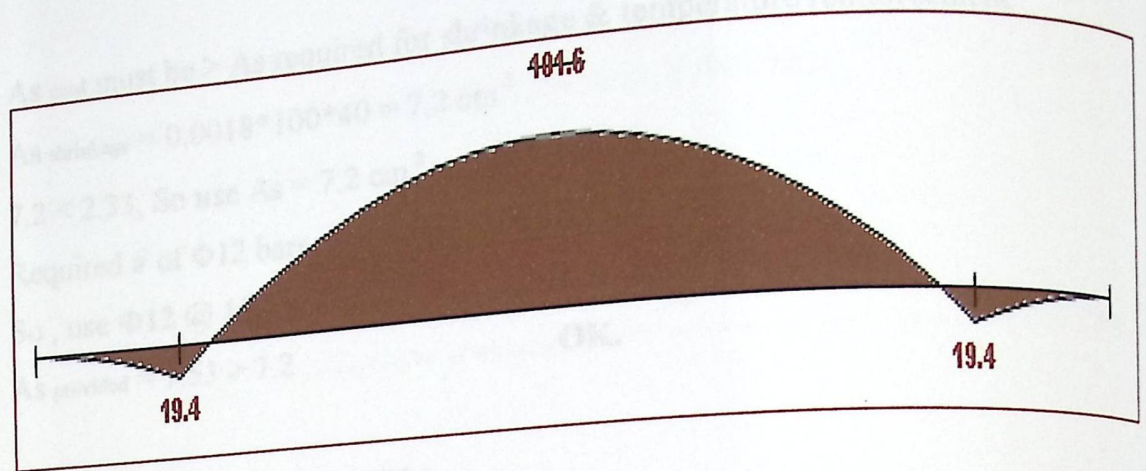


Fig.(4-25): Moment diag. of mat footing under stair

Section B-B

3- Design of positive moment:

Bottom reinforcement ( in Y direction).

$M_u = 19.4 \text{ kN.m} / 1 \text{ meter strip, (At the face of support)}$

$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 29.4 / 0.9 = 21.5 \text{ KN.m.}$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{21.5 \times 10^6}{100 \times 21.4^2} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 0.236}{400}} \right) = 0.000594$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.000594.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.000594 * (100) * (30.2) = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 400} * 100 * 30.2 \geq \frac{1.4 * 100 * 30.2}{400} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.53 \geq 10.57 \text{ cm}^2$$

Select  $A_{s \text{ min}} = 10.57 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 1.8 = 2.33 \leq A_{s \text{ min}}$$



$A_s$  used must be  $>$   $A_s$  required for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_s \text{ shrinkage} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$7.2 < 2.33$ , So use  $A_s = 7.2 \text{ cm}^2$ .

Required # of  $\Phi 12$  bars =  $7.2 / 1.13 \approx 7$  bars.

So, use  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm}$  for bottom reinforcement in Y direction.

$A_s \text{ provided} = 7.53 > 7.2 \dots \dots \dots \text{OK.}$

#### 4-Design of negative moment :-

Top reinforcement ( in Y direction).

$M_u = 101.6 \text{ KN.m} / 1 \text{ meter strip}$ , (At the face of support).

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 101.6 / 0.9 = 113 \text{ KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{113 \times 10^5}{1000 * 302^2} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 1.23}{400}} \right) = 0.0032.$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.0032.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0032 * (100) * (30.2) = 9.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 400} * 100 * 30.2 \geq \frac{1.4 * 100 * 30.2}{400} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.53 \geq 10.57 \text{ cm}^2$$

Select  $A_{s \text{ min}} = 10.57 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_s \text{ req} = 12.51 \geq A_{s \text{ min}} = 10.57.$$

So, use  $A_s \text{ req} = 10.57 \text{ cm}^2$ .

$A_s$  used must be  $>$   $A_s$  required for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_s \text{ shrinkage} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$10.57 > 7.2$  So use  $A_s = 10.57 \text{ cm}^2$ .



Required # of  $\Phi 18$  bars =  $10.57 / 1.54 \approx 5$  bars.  
 So, use  $\Phi 18 @ 20$  cm for Top reinforcement in Y direction.  
 AS provided =  $12.7 > 10.57$  .....OK.

4-4-1- Loads Calculation:-

$\gamma_{soil} = 18 \text{ KN/m}^3$  (Unit weight of soil)

$\gamma_{gravel} = 20 \text{ KN/m}^3$  (Unit weight of gravel)

$H = 4.85 \text{ m}$  (Height of Basement Wall)

$\gamma_{concrete} = 25 \text{ KN/m}^3$

.....THE END.



Fig(4-26) : The Basement wall

$K_1 = 0.5$  (from Table 4-1)

- Vertical Earth pressure (k) =  $\gamma \cdot H^2 = 18 \cdot 4.85^2$   
 =  $42.3 \text{ KN/m}^2$

- Horizontal Earth pressure  
 $a_1 = K_1 \cdot E_1 = 0.5 \cdot 42.3 = 21.15$   
 =  $21.15 \text{ KN/m}^2$

- Live load =  $12.3 \text{ KN/m}^2$



### (4.9) Design of Basement wall :

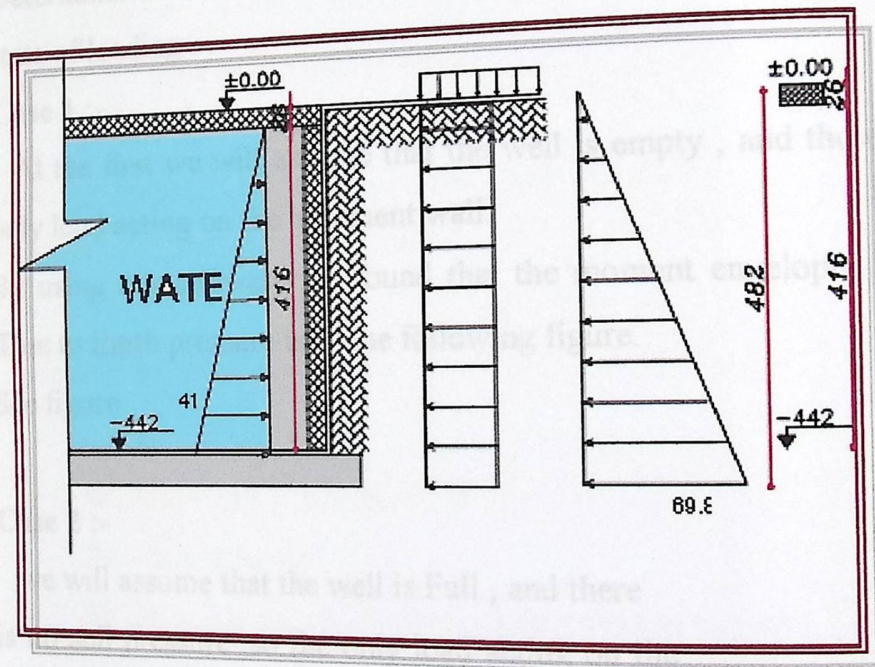
#### 4-9-1- Loads Calculation:-

$$\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ KN/m}^3 \text{ . (Unit weight of soil)}$$

$$\Phi = 30^\circ \text{ (For granulated fill)}$$

$$H = 4.85 \text{ m (Height of Basement Wall)}$$

$$\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ KN/m}^3$$



Fig(4-26) :The Basement wall

$$K_0 = 0.5 \text{ (FROM TABLE)}$$

$$\begin{aligned} \text{-Vertical Earth pressure } (\sigma_v) &= \gamma * H = 18 * 4.85 \\ &= 87.3 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

-Horizontal Earth pressure

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_v * K_0 = 87.3 * 0.5 \\ &= 43.65 \text{ KN/m}^2. \end{aligned}$$

$$\text{-Live load} = 12.5 \text{ KN/m}^2.$$



-Lateral earth pressure according to live load.

$$= 0.5 * 12.5 = 6.25 \text{ KN / m}^2.$$

-Factored earth pressure load =  $1.6 * 43.65 = 69.84 \text{ KN / m}^2$ .

-Factored lateral earth pressure load =  $1.6 * 6.25 = 10 \text{ KN / m}^2$ .

-Pressure of the water =  $\gamma_{\text{water}} * h = 10 * 4.16 = 41.6 \text{ KN / m}^2$ .

#### 4-9-2- Determination of wall thickness:-

Determination of wall thickness must be done according to the most dangerous state of loading .

##### Case 1 :-

At the first we will assume that the well is empty , and the earth pressure is the only load acting on the basement wall.

By using atir software we found that the moment envelope, For one meter strip ,Due to Earth pressure is as the following figure.

See figure

##### Case 2 :-

we will assume that the well is Full , and there is no soil pressure ,so the only load acting on the basement

wall will be water pressure .

By using Atir Software we found that the moment envelope,

for one meter strip Due to water pressure.

We can notice that the case # 1 gives the maximum moment

envelope. So, the determination of the Wall

thickness, will be according to case #1.



Assume  $\rho = 0.5 \rho_{\max} = 0.5 * 0.02 = 0.01$

$m = 18.45$ .

$$Rn_{\text{desired}} = \rho * fy * \left(1 - \frac{\rho * m}{2}\right) = 0.01 * 400 * \left(1 - \frac{0.01 * 18.45}{2}\right)$$

$= 3.63 \text{ MPa}$ .

The moment  $M = 69.8 \text{ KN.m}$

The factored moment  $M_u = 1.6 * 69.8 = 111.68 \text{ KN.m}$

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} = \sqrt{\frac{111.68 * 10^6}{0.9 * 3.63 * 1000}} = 185 \text{ mm} = 18.5 \text{ cm}$$

Assume  $\Phi 12$  for main reinforcement.

$h_{\text{req}} = 18.5 + 0.6 + 3 = 22.1 \text{ cm}$ .

select  $h = 25 \text{ cm} > 190 \text{ mm}$  ..... (ACI-318-14.5.3.2).

Available  $d = 25 - 0.6 - 3 = 21.4 \text{ cm}$ .

### Design in plain Concrete:-

#### -Internal Forces:-

$M_u = 134.1 \text{ KN.m}$ .

$V_u = 136 \text{ KN}$ .

$P_u$  (Weight of the wall)  $= 1.2 * 21.5 * 0.25 * 25 = 162 \text{ KN}$ .

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{134.1}{162} = 0.83 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{0.25}{6} = 4.16 \text{ cm}$$

$(e > b/6) \rightarrow$  So we must reinforcement this wall

$\phi V_n \geq V_u$  ..... (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).

$\phi V_n = 0.55 * \frac{1}{9} \sqrt{f'c} * b * h$  ..... (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).

Where  $b = LW \Rightarrow$  (Lw: - is the length of basement wall in the direction of action).

$\phi V_n = 0.55 * \frac{1}{9} \sqrt{25.5} * 1000 * 250 = 77.2 \text{ KN} < (V_u = 136.0 \text{ KN})$ .



$$\phi V_n = 0.55 * \frac{1}{9} \sqrt{25.5} * 1000 * H \geq (V_u = 136.0 \text{ KN}). \rightarrow H = 44.5 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$$

So, the  $H = 25 \text{ cm}$  is not enough & Reinforcement must be provided.

### Design of reinforcement according to Earth pressure :

$$M_u = 134 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ req}} = 149 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{149 * 10^6}{1000 * 214^2} = 3.25 \text{ MPa}.$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 3.25}{400}} \right) = 0.00885$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.00885 * 100 * 21.4 = 18.94 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(400)} (100)(28.7) \geq \frac{1.4}{400} (100)(28.7)$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.06 \geq 10$$

$$A_{s \text{ min}} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\text{Use } A_s = 18.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ used}} \text{ must be } > (0.005 * b * d = 10.7 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{OK.}$$

So use  $A_s = 18.94 \text{ cm}^2$ .

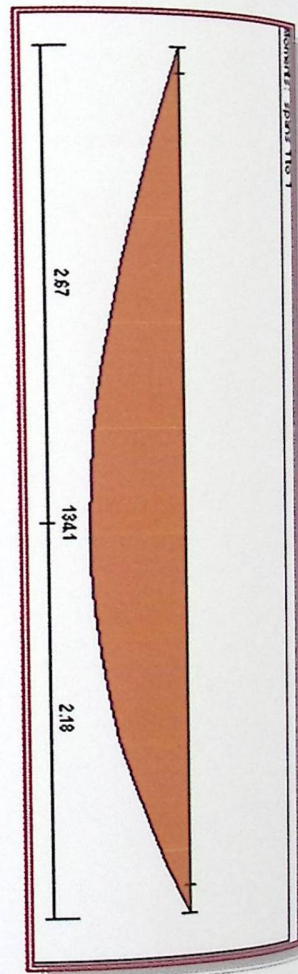


Fig.(4-27): Envelope for Moment



**Use Ø16@10 cm.**

$$A_{s(\text{provided})} = (100/10) * 2.01 = 20.1 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} \dots \text{OK.}$$

**Design of reinforcement according to water pressure :**

$$M_u = 74.25 \text{ kN.m.}$$

$$M_{n \text{ req}} = 88.5 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{88.5 * 10^6}{1000 * 214^2} = 1.93 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 1.93}{400}} \right) = 0.00506.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.00506 * 100 * 21.4 = 10.83 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(400)} (100)(12.4) \geq \frac{1.4}{400} (100)(12.4)$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.62 \geq 4.13.$$

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

$$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}} \dots \text{OK.}$$

**So use  $A_s = 6.2 \text{ cm}^2$ .**

**Use Ø12@10 cm.**

$$A_{s(\text{provided})} = (100/10) * 1.13 = 11.3 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} \dots \text{OK.}$$



### Design of Shear :

●  $V_u = 136 \text{ KN}$ .

$d = 25 - 3 - 0.6 = 21.4 \text{ cm} = 214 \text{ mm}$ .

$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{25.5} * 214 * 1000 = 135 \text{ KN}$ .

$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} * (\text{Mpa}) * b * d = \frac{1}{3} * 214 * 1000 = 71.3 \text{ KN}$ .

$(\phi V_c = 135 \text{ KN}) < (V_u = 136 \text{ KN}) <$

$(\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}} = 206 \text{ KN})$ .

● **Complies with Category (3).**

$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$

$135 + \phi V_s \geq 136$

$\phi V_s = 1 \text{ KN}$

$V_s = 1.5 \text{ KN}$

$\frac{A_v}{S} \text{ req} = \frac{1500}{0.75 * 400 * 214} = 0.023 \text{ cm}$

$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.0025 * 25 = 0.0625 \text{ cm}$

$\frac{A_v}{S} \text{ req} < \frac{A_v}{S} \text{ min}$

$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.0625 \text{ cm}$  is controlled

$S_{\text{min}} = \frac{L_w}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

$S_{\text{min}} = 3 * h = 3 * 25 = 75 \text{ cm}$

■ **Select 2Φ10 / 15cm:**

$\frac{A_v}{S} = \frac{2 * 0.78}{15} = 0.0785 \text{ cm} > \frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.0625 \text{ cm}$



**Fig.(4-27) :Shear Diagram for Basement Wall**



(4-10) Design of shear wall

$$-S_{\text{used}} < Lw/5 \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$$

$$15 < (100/5 = 20 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$-S_{\text{used}} < 3*h \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$$

$$15 < (3*20 = 75\text{cm}) \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$-S_{\text{used}} < 50\text{cm} \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$$

$$15 < 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$\frac{A_v}{s} \text{ req} \geq \left( \frac{A_v}{s} \text{ min} = 0.0025 * h \right) \dots\dots\dots (\text{ACI} - 318 - 11.8.4)$$

$$\frac{2 * 0.78}{15} \geq 0.0025 * 25 \Rightarrow 0.104\text{cm} \geq 0.0625\text{cm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

So, Use Horizontal Reinforcement **2Φ10@15cm.**

In the other direction (Horizontal )provide shrinkage and temperature reinforcement

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * H$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Use Ø12 @20 cm > Ø10 @15 for shear reinforcement so use

Use Ø12 @20

$$A_{s(\text{provided})} = (100/20) * 1.13 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s \text{ req}}$$

(in both faces of the basement wall).

THE END.



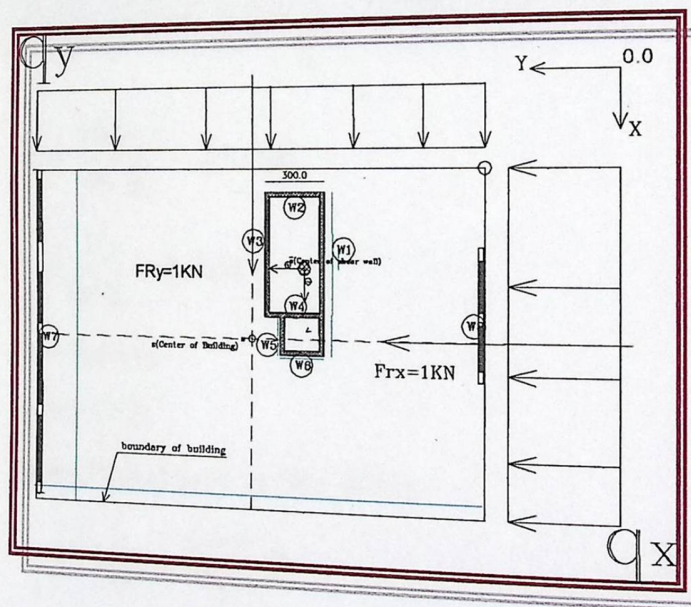
### (4-10) Design of shear wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force .

Determination of location of shear centroid :

$$\bullet \bar{X} = \frac{\sum X * I_x}{\sum I_x}$$

$$\bullet \bar{Y} = \frac{\sum Y * I_y}{\sum I_y}$$



For wall no 1 :

$$1. I_x = (b * h^3) / 12$$

$$\bar{X} = \frac{\sum X * I_x}{\sum I_x}$$



No of wall	I <sub>x</sub>	X	I <sub>x</sub> * X	I <sub>y</sub>	Y	I <sub>y</sub> *Y
1	7.61	8.0	60.88	0	4.95	0
2	0	9.4	0	0.3	1.2	0.36
3	3.42	10.8	36.94	0.0	3.9	0
4	0	9.3	0	0.3	6.9	2.07
5	0.1	10	1.0	0	7.92	0
6	0	9	0	0.1	8.7	0.87
7	82.96	22.92	1901.4	0.0	7.92	0.0
8	4.92	0.18	0.86	0	6.76	0
Σ	99.01		2001.1	0.7		3.3

$$\bar{X} = \frac{2001.1}{99.01} = 20.21m$$

$$\bar{Y} = \frac{3.3}{0.70} = 4.71m$$

$$E_x = 8.66 m$$

$$E_y = 3.37 m$$

Part of translation to FR<sub>x</sub> & FR<sub>y</sub> :

$$Q_{xi} = \frac{FR_x * I_{yi}}{\sum I_y}$$

$$Q_{yi} = \frac{FR_y * I_{xi}}{\sum I_x}$$

Part of rotation:

due to M<sub>Xn</sub> → q<sub>x</sub>

$$Q_{xi} = - \frac{Mx_m * I_y * Y_M}{I_w}$$



$$Q_{Yi} = \frac{Mx_m * I_x * X_M}{I_w}$$

Due to MYm → q<sub>y</sub>

$$Q_{Xi} = -\frac{My_m * I_y * Y_M}{I_w}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m * I_x * X_M}{I_w}$$

$$I_w = \sum I_y * Y_M^2 + \sum I_x * X_M^2$$

wall	I <sub>x</sub>	X <sub>M</sub>	I <sub>x</sub> *X <sub>M</sub>	I <sub>x</sub> *X <sub>M</sub> <sup>2</sup>	I <sub>y</sub>	Y <sub>M</sub>	I <sub>y</sub> *Y <sub>M</sub>	I <sub>y</sub> *Y <sub>M</sub> <sup>2</sup>
1	7.61	-12.21	-92.92	1134.5	0	-3.51	0	0.0
2	0	-10.81	0	0	0.3	0.24	0.72	0.017
3	3.42	-9.41	-32.18	302.8	0	-0.81	0	0.0
4	0	-10.81	0	0	0.3	2.19	0.66	1.44
5	0.1	-10.21	-1.03	10.42	0	3.19	0.0	0.0
6	0	-11.2	0	0	0.1	3.99	0.4	1.59
7	82.96	2.71	224.82	609.3	0.0	2.0	0.0	0.0
8	4.92	-20.04	-98.6	1975.9	0	3.21	0	0
∑	99.01		0.1	4033	0.7		1.78	3.05

$$I_w = 4033 + 3.05 = 4036 \text{ m}^6$$

Torques due to q<sub>x</sub>:

$$M_{x_m} = FR_x * e_y$$

$$= 1 * -8.66 = -8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y_m} = FR_y * e_x$$

$$= 1 * -3.37 = -3.37 \text{ KN.m}$$



● Part of wall of each shear wall :  
 Loads in X- direction :

$FR_x = 1 \text{ KN}$ ,  $M_{x_m} = -8.66 \text{ KN.m}$

Part of translation =  $\frac{FR_y * I_{yi}}{\sum I_y}$

Wall	$I_y$	$FR_y * I_y$	$(FR_y * I_y) / \sum I_y$
1	0	0	0
2	0.3	0.3	0.429
3	0.0	0.0	0
4	0.3	0.3	0.429
5	0	0	0
6	0.1	0.1	0.149
7	0.0	0.0	0
8	0	0	0
$\Sigma$	0.7	0.7	

Part of rotation :  $Q_x$  due to  $M_t$ :

Wall	$I_y$	$Y_{x_M}$	$-(M_x / I_w) * I_y * Y_{x_M}$
1	0	-3.51	0
2	0.3	0.24	0.00015
3	0.0	-0.81	0
4	0.3	2.19	0.0014
5	0	3.19	0
6	0.1	3.99	0.00086



7	0.0	2.0	0
8	0	3.21	0

Part of rotation  $Q_Y$  due to  $M_{x_i}$  :

wall	$I_x$	$X_{x_M}$	$(M_x / I_w) * I_x * X_{x_M}$
1	7.61	-12.21	0.2
2	0	-10.81	0
3	3.42	-9.41	0.07
4	0	-10.81	0
5	0.1	-10.21	0.0022
6	0	-11.21	0
7	82.96	2.71	-0.482
8	4.92	-20.04	0.211

● Part at each wall due to  $q_x$  :

$Q_{x_i}$  = part of translation + part of rotation

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x_1}(\text{for wall \# 1}) &= 0.0 + 0.0 + 0.2 \\ &= 0.2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x_2}(\text{for wall \# 2}) &= 0.429 + 0.00015 + 0.0 \\ &= 0.429 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x_3}(\text{for wall \# 3}) &= 0.0 + 0 + 0.07 \\ &= 0.07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x_4}(\text{for wall \# 4}) &= 0.429 + 0.0014 + 0.0 \\ &= 0.43 \end{aligned}$$

$$\blacktriangleright Q_{x_5}(\text{for wall \# 5}) = 0.0 + 0 + 0.0022$$



$$\begin{aligned} &= 0.0022 \\ \blacktriangleright Q_{x6}(\text{for wall \# 6}) &= 0.149 + 0.00086 + 0.0 \\ &= 0.15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x7}(\text{for wall \# 7}) &= 0.0 + 0.0 - 0.482 \\ &= -0.482 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{x8}(\text{for wall \# 8}) &= 0.0 + 0.0 + 0.211 \\ &= -0.211 \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_x = 1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

● Part of each wall due to load in Y-direction :

$$q_y \rightarrow FR_y = 1 \text{ KN}$$

Wall	$I_x$	$FR_y * I_x$	$(FR_y * I_x) / \Sigma I_x$
1	7.61	7.61	0.0775
2	0	0	0
3	3.42	3.42	0.035
4	0	0	0
5	0.1	0.1	0.001
6	0	0	0
7	82.96	82.96	0.83
8	4.92	4.92	0.05

$$M_y = 3.05 \text{ KN.m}$$

$$I_w = 4085.8 \text{ m}^4$$

Wall	$I_y$	$Y^x_M$	$-(M_y / I_w) * I_y * Y^x_M$
1	0	-3.51	0
2	0.3	0.24	0



3	0.0	-0.81	0
4	0.3	2.19	0
5	0	3.19	0
6	0.1	3.99	0
7	0.0	2.0	0
8	0	3.21	0

● Part of rotation  $Q_Y$  due to  $M_{x_t}$  :

wall	$I_x$	$X_{x_M}$	$(M_y / I_w) * I_x * X_{x_M}$
1	7.61	-12.21	0.08
2	0	-10.81	0
3	3.42	-9.41	0.027
4	0	-10.81	0
5	0.1	-10.21	0.008
6	0	-11.21	0
7	82.96	2.71	-0.186
8	4.92	-20.04	0.082

$Q_{y_t}$  = part of translation + part of rotation

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{y_1}(\text{for wall \# 1}) &= 0.077 + 0.08 + 0.0 \\ &= 0.157 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright Q_{y_2}(\text{for wall \# 2}) &= 0.0 + 0.0 + 0.0 \\ &= 0.0 \end{aligned}$$

$$\blacktriangleright Q_{y_3}(\text{for wall \# 3}) = 0.035 + 0.027 + 0$$



- $= 0.062$
- ▶  $Q_{y4}(\text{for wall \# 4}) = 0.0 + 0.0 + 0.0$   
 $= 0.0$
- ▶  $Q_{y5}(\text{for wall \# 5}) = 0.001 + 0.0 + 0.0$   
 $= 0.001$
- ▶  $Q_{y6}(\text{for wall \# 6}) = 0.0 + 0.0 + 0.0$   
 $= 0.0$
- ▶  $Q_{y7}(\text{for wall \# 7}) = 0.83 + 0.0 - 0.186$   
 $= 0.644$
- ▶  $Q_{y8}(\text{for wall \# 8}) = 0.05 + 0.0 + 0.082$   
 $= 0.132$

$\Sigma Q_y = 1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$

**4-10-4-Calculation of Floors Weight:-**

- ▶ **For the Basement Floor:-**

Total weight of the Basement Floor = 4253 KN.

- ▶ **For the Ground Floor:-**

Total weight of Ground Floor = 3000 KN.

- ▶ **For the first Floor:-**

Total weight of first Floor = 4253 KN .

- ▶ **For the second Floor:-**

Total weight of second Floor = 5266.7 KN .

Total weight of second & repeated Floor = 3 \* 5266.7 = 15800 KN.

- ▶ **For the final Floor:-**

Total weight of final Floor = 3933.3 KN

**$W_{(Total)} \text{ for all Floors} = 4253 + 3000 + 4253 + 15800 + 3933.3 = 31639.4 \text{ KN}.$**



$$V = \frac{2.5 * 0.33 * 1}{5.5} * W = (0.15) * W.$$

$$4745.91 \text{ KN.} \dots\dots\dots (\text{U.B.C-30-15}). V = 0.15 * 31639.4 =$$

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

$$F_t = 0.07 * T * V \dots\dots\dots (\text{U.B.C-30-14}).$$

$$F_t = 0.07 * 0.239 * 4745.9 = 79.4 \text{ KN.}$$

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i =$$

$$= (4253 * 4.29) + (3000 * 7.15) + (4653 * 10.01) + (5266.7 * 13.13) + (5266.7 * 16.25) + (5266.7 * 19.4) + (3933.3 * 22.49) = 396190.4 \text{ KN.m.}$$

► **Basement Floor.**

$$F_{x1} = [(4745.91 - 79.4) * 4253 * 4.29] / 396190.4 = 214.9 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at Basement Floor.**

$$F_{x2} = [(4745.91 - 79.4) * 3000 * 7.15] / 396190.4 = 252.65 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at Ground Floor.**

$$F_{x3} = [(4745.91 - 79.4) * 4653 * 10] / 396190.4 = 548 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at the First Floor.**

$$F_{x4} = [(4745.91 - 79.4) * 5266.7 * 13.13] / 396190.4 = 814.5 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at the Second Floor.**

$$F_{x5} = [(4745.91 - 79.4) * 5266.7 * 16.25] / 396190.4 = 1008 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at the Third Floor.**

$$F_{x6} = [(4745.91 - 79.4) * 5266.7 * 19.4] / 396190.4 = 1203 \text{ KN.}$$

► **Shear Force at the Fourth Floor.**

$$F_{x7} = [(4745.91 - 79.4) * 3933.3 * 22.49] / 396190.4 = 1041.9 \text{ KN.}$$

● **Load Calculation of Wall (SW3).**

Part of load for wall (W3), due to (qy) = 0.157



**Load of Wall (W3):-**

- ▶  $F_{x1} = 214.9 * 0.157 = 33.7 \text{ KN.}$  at basement Floor.
- ▶  $F_{x2} = 252.65 * 0.157 = 39.7 \text{ KN.}$  at Ground Floor.
- ▶  $F_{x3} = 548 * 0.157 = 86 \text{ KN.}$  at the First floor.
- ▶  $F_{x4} = 814.5 * 0.157 = 127.87 \text{ KN.}$  at the Second Floor.
- ▶  $F_{x5} = 1008 * 0.157 = 158.26 \text{ KN.}$  at the Third Floor.
- ▶  $F_{x6} = 1203 * 0.157 = 188.87 \text{ KN.}$  at the Fourth Floor.
- ▶  $F_{x7} = 1041.9 * 0.157 = 163.58 \text{ KN.}$  at the Fifth Floor.

Note: - the Design will be for the Basement part of the Shear wall.

**4-10-5-Design of Reinforcement:-**

**-Internal Forces:-**

$M_u = 12881.96 \text{ KN.m.}$

$V_u = 797.98 \text{ KN.}$

$P_u$  (Weight of the shear wall)  $= 1.2 * 7.7 * 0.2 * 22.49 * 25 = 1039 \text{ KN.}$

**1- Design in plain Concrete:-**

$\phi V_n \geq V_u$  ..... (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).

$\phi V_n = 0.55 * \frac{1}{9} \sqrt{f_{c'}} * b * h$  ..... (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).

Where  $b = LW \Rightarrow$  ( $L_w$ : - is the length of shear wall in the direction of action)

$\phi V_n = 0.55 * \frac{1}{9} \sqrt{25.5} * 7700 * 200 = 470.5 \text{ KN} < (V_u = 797.98 \text{ KN}).$

So, Reinforcement must be provided.



## 2- Design of shear:-

$$V_u = 797.98 \text{ KN.}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 770 = 616 \text{ cm} = 6160 \text{ mm.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{25.5} * 200 * 6160 = 777.7 \text{ KN.}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} * (Mpa) * b * d = \frac{1}{3} * 200 * 6160 = 410.7 \text{ KN.}$$

$$(\phi V_c = 777.7 \text{ KN}) < (V_u = 797.98 \text{ KN}) < (\phi V_c + \phi V_{s \min} = 1085.7 \text{ KN}).$$

● Complies with Category (3).

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

$$777.7 + \phi V_s \geq 797.98$$

$$\phi V_s = 20.28 \text{ KN}$$

$$V_s = 27 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ req} = \frac{20.28}{0.75 * 400 * 6160} = 0.011 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.0025 * 20 = 0.05 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ req} < \frac{A_v}{S} \text{ min}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.05 \text{ cm is controlled}$$

$$S_{\min} = \frac{L_w}{5} = \frac{770}{5} = 154 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 3 * h = 3 * 20 = 60 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 45 \text{ cm}$$

Select  $2\Phi 10 / 20 \text{ cm}$ :

$$\frac{A_v}{S} = \frac{2 * 0.78}{20} = 0.0785 \text{ cm} > \frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.05 \text{ cm}$$

● Assume  $\Phi 12$  for shear Reinforcement.



$$S_{req} = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{\phi V_{sreq}} = \frac{0.75 * 2 * 113 * 400 * 4720}{2114.1 * 10^3} = 159 \text{ mm} = 15.9 \text{ cm.}$$

Select,  $S = 15 \text{ cm.}$

So, use  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm.}$

$-S_{used} < L_w/5 \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$  OK.

$15 < (590/5 = 118 \text{ cm}) \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$

$-S_{used} < 3 * h \dots\dots\dots$  OK.

$15 < (3 * 20 = 60 \text{ cm}) \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.3})$

$-S_{used} < 50 \text{ cm} \dots\dots\dots$  OK.

$-15 < 50 \text{ cm} \dots\dots\dots$

$\frac{A_v}{s}_{req} \geq (\frac{A_v}{s}_{min} = 0.0025 * h) \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.8.4})$

$\frac{2 * 1.13}{15} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.151 \text{ cm} \geq 0.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$

So, Use Horizontal Reinforcement =  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm.}$

### 3- Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{L_w})(\rho_h - 0.0025) \dots\dots\dots (\text{ACI-318-11.10.9.4})$

$\rho_h$  = Horizontal reinforcement ratio.

$\rho_h = \frac{(2 * (0.78) * \frac{100}{20})}{100 * 20} = 3.9 * 10^{-3}$

$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{20}{770})(3.9 * 10^{-3} - 0.0025) = 0.0025$

$A_{s req} = 0.0025 * 100 * 20 = 5 \text{ cm}^2$ . (For Both Faces).

Use  $\Phi 12 @ 20 \dots\dots\dots A_{s provided} = 5.6 \text{ cm}^2 > A_{s req} \dots\dots\dots$



$$\frac{A_v}{s} req \geq \left( \frac{A_v}{s} \min = 0.0025 * h \right) \dots \dots \dots (ACI - 318 - 11.8.4).$$

$$\frac{2 * 1.13}{20} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.113 \text{ cm} \geq 0.05 \text{ cm} \dots \dots \dots O.K.$$

● **Design of Moment:-**

-Design as light loaded shear wall

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 770 = 616 \text{ cm}$$

$$M_u = 12881.96 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{12881.96 * 10^6}{0.9 * 200 * 6160^2} = 1.88 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{18.45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.45 * 1.88}{400}} \right)$$

$$= 0.0049$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0049 * 20 * 616 = 60.66 \text{ cm}^2$$

-Design as heavy loaded shear wall.

■ So, the Vertical reinforcement of ( $\Phi 12 @ 20$ ), will be considered.

$$A_s(v) = 2 * 1.13 * (770/20) = 87 \text{ cm}^2 = 8700 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left( \frac{0.85 * \beta * f_c * L_w * h}{A_s * f_y} \right)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left( \frac{0.85 * 0.85 * 25.5 * 7700 * 200}{8700 * 400} \right)} = 0.098.$$

$$M_1 = \phi * 0.5 * A_s(v) * f_y * L_w * (1 - (Z/L_w)).$$

$$M_1 = 0.9 * 0.5 * 8700 * 400 * 7700 * (1 - 0.098) = 10876.5 \text{ KN.m.}$$



$$M_n = M_u / 0.9 = 12881.96 / 0.9 = 14313.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_n - M_1 = 14313.3 - 10876.5 = 3436.8 \text{ KN.m.}$$

$$A_s_{\text{boundary}} = \frac{M_2}{f_y * (L_w - C_w)}$$

Let  $C_w = 40 \text{ cm.}$

$$A_s_{\text{boundary}} = \frac{3436.8 * 10^6}{400 * (7700 - 400)} = 11.8 \text{ cm}^2.$$

Use  $6\Phi 16$

$$A_s_{\text{provided}} = 12.06 \text{ cm}^2 > 11.8 \text{ cm}^2 \dots \text{O.K.}$$

**Note:** - This reinforcement will be applied for all Floors.

.....THE END.





# A appendix A

## Architucral Plans







المعهد الوطني للبحوث والدراسات  
الهندسية والعمارة والبيئة  
**A** appendix B  
**Structural Plans**





## الفصل الخامس

### الاستنتاجات و التوصيات

في الاستنتاجات :

### الفصل الخامس

### الاستنتاجات و التوصيات

بعد اتمام خطوات التصميم الإنشائي في كافة الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرية الشمولية للمبنى و من ثم إجراء التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية بشكل منفرد يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يودي حتى يتطوّر لتلك الفترة والفترة على استخدام البرامج التحليلية لتصميم العناصر بشكل يودي حتى يتطوّر لتلك الفترة والفترة من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة التربة وتأثير القوى الطبيعية عليها.

تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام كوة تحمل للتربة مقدارها  $(4.0 \text{ Kp/cm}^2)$  وتم استخدام أبعاد مربعة متعاضدة أسفل كل عمود وكما تم استخدام أساسات مشتركة (Combined Footing) كتمام استخدام أساسات مشتركة أسفل الجدران وجسور الرابطة وبلاطات أرضية. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Stad Pro) في التحليل قبل وتقرير التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حلها يدوياً وكانت النتائج متطابقة مع التحليل كتمام استخدام برنامج (Atir Software) في التحليل وفي تصميم بعض العناصر الإنشائية بعد ذلك بناءً على التصاميم الأولية وكانت النتائج متطابقة.

بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات الإنشائية لتحليل ما إنشئت فيها من أمور العمل الفنية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود العمل الأردني من الأساسات التي يجب أن يلتفت بها المصمم في العمل الهندسي الذي يقوم من خلاله بتطوير أية شكك يمكن أن يتعرض في المشروع وبشكل مفتح ومشروع.



## الفصل الخامس

### الاستنتاجات و التوصيات

١-٥ الاستنتاجات :

- ١- تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائي المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد .
- ٢- يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .
- ٣- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها .
- ٤- تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها  $(4.0\text{Kg/cm}^3)$  ، وتم استخدام قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود، كما تم استخدام أساسات مشتركة (Combined Footing) ، كما تم استخدام أساسات مستمرة أسفل الجدران وجسور الربط وبلاطات أرضية .
- ٥- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Staad Pro) في التحليل فقط ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدوياً وكانت النتائج متطابقة مع التحليل، كما تم استخدام برنامج (Atir Software) في التحليل وفي تصميم بعض العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة .
- ٦- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور .
- ٧- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الحمال الأردني .
- ٨- من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس .



- ١ ينصح في تنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل و مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات .
- ٢ هذا المشروع صمم لسنة طوابق فقط، لذلك لا يمكن إضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية .
- ٣ ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .
- ٤ في حال تبين أن قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اقل من القوة المعمول بها في التصميم يجب إعادة تصميم الأساسيات للمشروع وفقاً للقوى الجديدة .
- ٥ يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة .
- ٦ بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ .



قائمة المصادر والمراجع  
(References)

1. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, Reinforced Concrete Design, Addison Wesley, 1998.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-02) and Commentary Code (ACI 318M-02).

٣. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال و القوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٤. ملخص الدكتور ماهر عمرو.

تم بحمد الله