جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

إسم المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى سكني مكون من عشرة طوابق

فريق العمل

ريم رفيق عكيلة محمد إبراهيم الدرعاوي

نظام محمد عويضات

إشراف :
د. نصر عبّوشي

فلسطين – الخليل
كانون الثاني- ٢٠٠٩م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سكني مكون من عشرة طوابق

فريق العمل

ريم رفيق عكيلة **محمد** إبراهيم الدرعاوي

نظام محمد عويضات

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
الاسم : د. نصر عبوشي.	**الاسم** : د. هيثم عياد.
.....	.....

كانون الثاني - ٢٠٠٩

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

الأم الحنونة التي سهرت الليالي والى الأب الغالي

إلى كل من ساهم في **إنجاز هذا المشروع**، جامعة بوليتكنك **فلسطين**،
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب، **أساتذتنا الأفاضل**
إلى الدكتور الفاضل نصر عبوشي

إلى من هم أكرم منا جميعا، الشهداء الذين ضحوا بحياتهم **من أجل الوطن**
إلى الأحرار خلف القضبان، الأسرى البواسل الذين ضحوا بحريتهم من **أجل الوطن**

إلى رفاق الدرب والأصدقاء، الذين تابعوا هذا المشروع خطوة بخطوة

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى سكني مكون من عشرة طوابق

فريق العمل

ريم رفيق عكيلة محمد إبراهيم الدرعاوي

نظام محمد عويضات

المشرف

د. نصر عبوشي

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على
درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة **المباني**.

جامعة بوليتكنك فلسطين
الخليل – فلسطين

كانون الثاني - ٢٠٠٩

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين – الخليل، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

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

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

للمكتبة العلمية والعاملين فيها وعلى رأسهم الأخ مجدي الكركي.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى سكني مكون من عشرة طوابق

فريق العمل
ريم رفيق عكيلة محمد إبراهيم الدرعاوي

نظام محمد عويضات

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠٠٩

المشرف
د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لعمارة سكنية.

والمشروع يتكون من عشرة طوابق، حيث أن طابق التسوية يحتوي على بئر، بالإضافة إلى مخازن وغرفة كهرباء، ثم الطوابق العشرة الأخرى ، حيث يحتوي كل واحد على سبع شقق سكنية.

وهذا المبنى تم تصميمه" إنشائيا" باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضا" المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى".

Abstract

The Structural Design of Multi Story Building.

Work Team

Reem Rafiq Akela Mohammed Ibrahim Al Darawi

Nezam Mohammed Awedat.

Palestine Polytechnic University – 2009

Supervisor:
Dr. Nasr Abboushi

The purpose of this project is the structural design of residential building.

The structural design of the building will be carried out according to the Jordanian code and to the ACI-318-code.

The structural design composed of analysis and design of the several structural members and all of the plans needed to complete the construction.

الفهرس

العنوان	الصفحة

صفحة الغلاف----------(i).

شهادة تقييم مشروع التخرج----------(ii).

الإهداء----------(iii).

تقرير مشروع التخرج----------(iv).

الشكر و التقدير----------(v).

خلاصة المشروع----------(vi).

Abstract----------(vii).

الفصل الأول----------(١).

١- المقدمة----------(٢).

١-١- نظرة عامة----------(٢).

١-٢- مشكلة البحث----------(٢).

١-٣- أسباب إختيار المشروع----------(٢).

١-٤- الهدف من المشروع----------(٣).

١-٥- نطاق المشروع----------(٣).

١-٦- مراحل إعداد المشروع----------(٣).

١-٧- مضمون المشروع----------
(٥).

الفصل الثاني----------(٦).

٢-الوصف المعماري للمشروع----------(٧).

٢-١- المقدمة----------
(٧).

٢-٢- وصف عام للمشروع----------(٧).

٢-٣- التعديلات المعمارية----------(٧).

٢-٤- وصف الموقع العام للمشروع----------(٨).

٢-٥- وصف الواجهات----------(٩).

٢-٦- تحقيق الفعاليات المختلفة ----------(١٣).

٢-٧- تحقيق الفعاليات المختلفة----------(١٣).

الفصل الثالث----------(١٤).

٣- الوصف الإنشائي----------(١٥).

٣-١- المقدمة----------
(١٥).

٣-٢- هدف التصميم الإنشائي----------(١٥).

٣-٣- الأحمال----------(١٦).

٣-٣-١- الأحمال الرئيسية المباشرة----------(١٦).

٣-٣-٢- الأحمال الثانوية----------(١٩).

٣-٤- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى----------(٢٠).

٣-٤-١- العقدات----------(٢٠).

٣-٤-٢- الجسور----------(٢١).

٣-٤-٣- الأعمدة----------(٢٢).

٣-٤-٤- الجدران الحاملة----------(٢٣).

٣-٤-٥- الأسلس ----------(٢٣).

٣-٤-٦- الأدراج ----------(٢٤).

٣-٥- برامج الحاسوب التي تم إستخدامها ----------(٢٥).

Title Page

4-Chapter Four---------- (26).

4-1-Introduction---------- (27).

4-2-1 Factored load---------- (27).

4-2-2 Determination of the Slab thickness----------(27).

4-2-3 Load Calculation----------(28).

4-2-4 Design of Topping----------(29).

4-3-Design of Rib (R1) ---------- (30).

4-3-1 Design of Positive Moment---------- (31).

4-3-2 Design of Negative Moment---------- (34).

4-3-3 Shear Design of Rib (R1) ---------- (35).

4-4-Design of Beam (B1) ---------- (36).

4-4-1-A- Load calculation---------- (37).

4-4-1-B-Determination of the beam width (b)---------- (37).

4-4-2-Design of Positive Moment ---------- (38).

4-4-3-Design of Negative Moment---------- (41).

4-4-4-Design of Shear---------- (44).

4-5-Design of column---------- (49).

4-5-1-Design of longitudinal Reinforcement---------- (49).

4-5-2-Check Slenderness Effect---------- (49).

4-5-3-Design of the ties Reinforcement---------- (50).

4-6-Design of Isolated Footing----------(52).

4-6-1-Load Calculation----------(52).

4-6-2-Determination of Footing Area----------(52).

4-6-3-Determination of Footing Depth----------(53).

4-6-4-Chech of Punching shear----------(53).

4-6-5-Design of Dowels----------(55).

4-6-6-Design of Bending Moment----------(56).

4-6-7 Design of Combined Footing----------(58).

4-7-Design of Strip Footing----------(64).

4-7-1-Load Calculation----------(64).

4-7-2-Design of Footing Width----------(65).

4-7-3-Design of Reinforcement----------(65).

4-7-4-Design of Dowels----------(67).

4-8-Design of Mat Foundation----------(68).

4-8-1-Load Calculation----------(68).

4-8-2-Design in X-Direction----------(69).

4-8-2-1-Estimation of Footing Depth----------(69).

4-8-2-2-Design of Reinforcement----------(70).

4-8-3-Design in Y-Direction----------(72).

4-9-Design of Stairs----------(75).

4-9-1-Detrmination of Slab thickness----------(75).

4-9-2-Load Calculation----------(75).

4-9-3-Design of Bending----------(76).

4-9-4-Design of Shear----------(78).

4-9-5-Design of Landing (#1)----------(78).

4-9-6- Design of Secondary Stair----------(81).

4-10-Design of shear Wall----------(83).

4-10-1 Calculation of loads----------(85).

4-10-2 Calculation of shear force on "shear walls----------(86).

4-10-3 Ratio calculation for each wall----------(89).

4-10-4 Ratio calculation for wall No.2 in X- direction----------(90)

4-10-5 Main stairs shears wall design----------(90).

الفصل الخامس----------(١٣٤).

٥-١- المخططات الإنشائية----------(١٣٥).

الفصل السادس----------(١٣٦).

٦-١- الاستنتاجات----------(١٣٧-١٣٨).

٦-٢- التوصيات----------(١٣٨).

المصادر و المراجع----------(١٣٩).

الملاحق----------(١٤٠-١٤٥).

فهرس الجداول

العنوان	الصفحة

١- جدول كثافات المواد المستخدمة----------(٢٠).

٢- جدول الاحمال الحية----------(٢١).

٣- جدول احمال الثلوج----------(٢٢).

٤-جدول الرموز----------(٢٤).

Table	Page

(4-1) Design of Columns----------(51).

(4-1) Design of footing----------(64).

(4-2) part of translation due to FRx &Fry----------(87).

(4-3) Ratio calculation for each wall----------(89).

فهرس الأشكال

العنوان	الصفحة

١- تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط----------(٤).

٢- الموقع العام----------(٩).

٣- الواجهة الشمالية----------(١٠).

٤- الواجهة الغربية----------(١١).

٥- الواجهة الجنوبية ----------(١٢).

٦- الواجهة الشرقية ----------(١٣).

٧- عقدة خرسانية مصمتة----------(٢١).

٨- عقدة أعصاب بإتجاه واحد----------(٢١).

٩- جسر مسحور----------(٢٢).

١٠- مقطع عرضي في عصب----------(٢٢).

١١-شكل عمود خرساني----------(٢٣).

١٢- مقطع لجدران مقاومة قوى القص----------(٢٤).

١٣- مقطع يبين أساس مربع----------(٢٩).

١٤ – درج خرساني ----------(٣٠).

Figure	page

(4-1) Section in Rib----------(28).
(4-2) Spans of Rib(R1)----------(30).
(4-3) Moment Envelop acting on (R1)----------(31).
(4-4) Reinforcement of span #1 in (R1)----------(32).
(4-5) Shear Envelop acting on (R1)----------(35).
(4-6) Reinforcement of span #1 due to the shear----------(36).
(4-7) Beam (B06) ----------(36).
(4-8) Moment Envelop acting on (B06)----------(38).
(4-9) Reinforcement of span #3 due to(+)moment----------(41).
(4-10) Reinforcement of span #2 due to(-)moment----------(43).
(4-11) Reinforcement of span #3 due to(-)moment----------(43).
(4-12) Shear Envelop acting on (B06)----------(44).
(4-13) Section in column----------(49)
(4-12) Reinforcement of column(C4) ----------(54).
(4-15-A)Reinforcement of footing.----------(55).
(4-15-B) Check if combined footing req. between (F46&F5)---------(58).
(4-15-C) plane for footing.----------(59)
(4-16) Typical Section in Strip Footing.----------(67)
(4-17) Mat foundation ----------(69).

(4-18) Sections Mat Footing Under the Elevator----------(69)
(4-19) Shear of Mat Footing Under the Elevator----------(70).
(4-20) Moment Envelop for section (a-a) in Mat foundation ---------(71).
(4-21) Side view of stair ---------- (76).
(4-22) Cross section of main stairs.----------(76).
(4-23) Analysis of Stairs.----------(77).
(4-24) Shear Envelope of stairs..----------(79).
(4-25) Cross section of Secondary Stairs. ----------(82).
(4-37) Momen envelope of Secondery Stairs ----------(83).
(4-28) Shear envelope of stairs.----------(84)
(4-29) Moment & Shear Envelop acting on retaining wall----------(91).
(4-30) Details of shear wall reinforcement.----------(95).

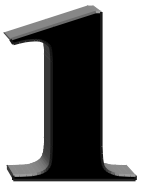
List of Abbreviations

- a = depth of equivalent rectangular stress block, cm.
- a_b = depth of equivalent rectangular stress block at balanced condition, cm.
- a_{max} = depth of equivalent rectangular stress block at maximum ratio of tension – reinforcement , cm
- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_g = Gross area of section.
- A_V = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_T = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- A_S = area of tension reinforcement ,cm^2
- A'_S = area of reinforcement at compression side , cm^2
- b = width of beam in rectangular beam section , cm
- b_e = effective width of flange in T-section beam, cm.
- b_w = width of web for T-section beam, cm.
- C_c = compression force in equivalent concrete block.
- C_s = compression force in compression reinforcement.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension – side reinforcement.
- d' = distance from extreme compression fiber to centroid of compression-side reinforcement.
- E_s = modulus of elasticity of reinforcement ,MPa
- $f'c$ = specified compressive strength of concrete.
- f_y = specified tensile strength of reinforcement.
- M_n = nominal bending moment.
- M_u = factored (ultimate) bending moment.
- R_u = coefficient of resistance.
- t = slab thickness in T-section beam, cm.
- $_1$ = factor as defined by ACI 10.2.7.3.
- £'s = strain in compression – side reinforcement.
- $£_y$ = yield strain of reinforcement.
- ° = ratio of tension reinforcement.
- $°_b$ = ratio of tension reinforcement at balanced condition.

- ρ_f = ratio of reinforcement equivalent to compression force in slab of T-section beam.
- ρ_{max} = maximum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.3.3.
- ρ_{min} = minimum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.5.1.
- $\rho_{req'd}$ = required ratio of tension reinforcement.
- ϕ = strength reduction factor.
- DL = dead load.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction , measured face – to – face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases .
- LL = Live Load.
- Ld = development length.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load.
- S = Spacing of shear stirrups in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_C = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_S = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete .(Kg/m^3)
- W = width of beam of rip.
- W_u = factored load per unit area.
- d = flexural depth of the beam, cm.
- L = beam clear span, from support face to other support face.
- N = number of stirrups required within a given segment of the beam.
- $N1$ = number of legs for each stirrup.
- V_{sb} = nominal shear strength provided by shear reinforcement at the section where Vs is the max permitted by ACI 11.12.1. Locating of this section is needed to define which maximums provisions applies.
- $V_{sreq'd}$ = required nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_{ud} = factor shear force at distance d from the face of the support.
- $V_{u\ req'd}$ = factored shear force at the mid- span of the beam, will not be zero if the beam is partially loaded with superimposed loads.
- $\phi V_{n\max}$ = reduced shear strength of the beam section located a long the beam span where minimum shear reinforcement is required in accordance with.

- X_b = the distance along the beam at which V_{sb} occurs. For any beam section within the distance X_b , V_{sb} is based on 11.5.4.3 , other wise is based on 11.5.4.1,
- $X_{\max}$ = distance from the face of the support along the beam span after which stirrups shall be placed with the maximum spacing per. 11.5.4.1 and 11.5.4.3
- E_c = modulus of elasticity of concrete ,MPa , see 8.5.1
- EI = flexural stiffness of compression number.
- f_s = calculated stress in reinforcement at service load, MPa.
- I_g = moment of inertia of gross concrete sectional about centroidal axis , neglecting reinforcement , mm^4
- I_{se} = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section ,mm^4
- k = effective length factor for compression member.
- M_1 = smaller factor end moment on a compression member .positive if member is bent in single curvature, negative if bent in double curvature mm-n.
- M_2 = larger factored end moment on compression member ,always positive , mm-2
- P_b = nominal axial load strength at balanced strain condition. See 10.3.2, N.
- P_c = critical load, see Eq.(10-10),N.
- P_n = nominal axial load strength at given eccentricity, N.
- P_o = nominal axial load strength at zero eccentricity, N.
- P_u = factored axial load at given eccentricity, N $\leq$ ¤P_n .
- r = radius of gyration of cross section of a compression member ,mm
- ¢$_{ns}$ = moment magnification factor for frames not braced against sides way, to reflect of member curvature between ends of compression member.
- $R1 : rib1$.
- $B1 : beam1$

الفصل الأول



المقدمة

(١-١) نظرة عامة.

(١-٢) مشكلة البحث.

(١-٣) أسباب اختيار المشروع.

(١-٤) الهدف من المشروع.

(١-٥) نطاق المشروع.

(١-٦) مراحل إعداد المشروع.

(١-٧) مضمون المشروع.

الفصل الأول

(١) - المقدمة:-

١- ١ نظرة عامة:-

ما من شك في أن الإنسان منذ وجد على الأرض وهو دائب الجهد في تكييف الطبيعة حوله لملائمة حاجاته الجسدية والروحانية. وقد قام بتسخير المواد الموجودة حوله لتساعده في الحصول على المأوى المناسب الذي يتمتع بالقوة والمتانة والأمان والراحة.

وعلى مر العصور والتدرج في استخدام مواد مختلفة في البناء مثل : الخشب والأحجار والطين وصولا إلى استخدام الحديد والإسمنت والألمنيوم وغيرها من المواد المختلفة التي تؤمن له ولعائلته المأوى الآمن.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور والزيادة السكانية، كثر التوجه إلى إنشاء الأبنية العالية ذات الطوابق والشقق المتعددة لاستيعاب المتطلبات السكانية.

وسيتم في هذا المشروع استعراض نموذج لبناء عال، حيث سيتم فيه تناول المخططات المعمارية والإنشائية والتنفيذية وتطبيق جميع متطلبات الأمان الإنشائي ليكون جاهزا للتنفيذ ومن ثم الاستخدام.

١-٢ مشكلة البحث:-

تتلخص مشكلة البحث في عمل تصميم إنشائي متكامل لعمارة سكنية مكونة من عشرة طوابق، بحيث يراعي هذا التصميم الأهداف المعمارية، والعناصر الجمالية، ويتضمن التصميم الإنشائي توزيع العناصر الإنشائية بما يتفق مع المخططات المعمارية، وكذلك تصميمها والمتمثلة في العقدات والجسور والأعمدة والأساسات وجدران القص.

١-٣ أسباب اختيار المشروع:-

هناك عدة أسباب كانت وراء اختيار هذا المشروع ومنها:

١. زيادة التوجه لإنشاء الأبنية العالية.
٢. اكتساب المهارة في إنجاز التصاميم والتفاصيل الإنشائية لمشروع حقيقي.
٣. لأنه جزء من متطلبات إنهاء درجة البكالوريوس.
٤. رغبة شخصية في العمل على مشروع إنشائي سوف يقام على أرض الواقع-إن شاء الله تعالى-

١-٤ الهدف من المشروع:-

من أهداف المشروع ما يلي:

١. ربط المعلومات وتطبيق المعادلات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
٢. تحديد واستخدام الكود المناسب.
٣. تحديد الأحمال التي يتعرض لها المنشأ وتأثير الأحمال عليه.
٤. تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وتأثيرها على بعضها البعض.
٥. إعداد مخططات إنشائية كاملة تفصيلية.

١-٥ نطاق المشروع:-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، بحيث يجب القيام بعمل تصميم متكامل للبلاطات الخرسانية، الجسور، الأعمدة، الأساسات، جدران القص و الجدران الاستنادية .
أضف إلى ذلك عمل الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد(إذا كانت هناك أية حاجة إليها).

١-٦ مراحل إعداد المشروع:-

١. اختيار المشروع المناسب.
٢. دراسة المخططات المعمارية بشكل دقيق، بحيث تتوافق وأهداف المشروع وشروطه.
٣. دراسة العناصر الإنشائية، وكذلك توزيعها على المخططات مثل توزيع الأعمدة والجسور والأعصاب .

٤. تحديد الأحمال الواقعة على المبنى سواء أكانت ميتة او أحمال حية، كذلك أحمال الرياح والثلوج والزلازل.

٥. تحليل العناصر الإنشائية المختلفة.

٦. عمل التصميم الإنشائي الكامل للعناصر المختلفة بناءا على نتائج التحليل، مع مراعاة عنصر الجمال في المبنى .

٧. إنجاز المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل مفصل، بحيث يسهل على المهندس المشرف قراءتها وتنفيذها.

الجدول (١-١) يوضح أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

النشاط	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦
اختيار مشروع التخرج																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة مخطط قطعة الأرض																
دراسة العناصر الإنشائية																
تحديد الأحمال																
تحليل العناصر الإنشائية																
تصميم العناصر الإنشائية																
التأكد من صحة التصميم																
إنجاز جميع المخططات																
التحضير لمناقشة المشروع																
مناقشة المشروع																

الجدول(١-١) الجدول الزمني لإنجاز جميع أعمال المشروع.

١ـ٧ مضمون المشروع:

سوف يتم استعراض محتويات المشروع بشكل متسلسل مع خطوات العمل لتحقيق الأهداف الآنفة الذكر من خلال ستة فصول تم تقسيمها كما يلي:

١. الفصل الأول: مقدمة عامة عن المشروع.
٢. الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.
٣. الفصل الثالث: الدراسة الإنشائية للمشروع.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥. الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.
٦. الفصل السادس: ملاحق المخططات المعمارية والإنشائية.

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري

(٢-١) المقدمة.

(٢-٢) وصف عام للمشروع.

(٢-٣) التعديلات المعمارية

(٢-٤) وصف الموقع العام للمشروع.

(٢-٥) وصف الواجهات.

(٢-٦) تحقيق الفعاليات المختلفة.

(٢-٧) وصف الحركة.

الفصل الثاني

(٢) الوصف المعماري للمشروع :

(٢-١) المقدمة:

تختلف متطلبات واحتياجات الحياة باختلاف الأفراد والمكان والزمان، فقد تنوعت الحاجات وازدادت مع التقدم الحضاري والثقافي، فحاجات الأسرة المتكاملة تختلف عن حاجات شخص يعيش لوحده، ومن هنا تبرز أهمية المخططات المعمارية لتحقيق الوظائف الرئيسية للمبنى، وتوفير الراحة والمنفعة اللازمة للأفراد.

(٢-٢) وصف عام للمشروع:

المشروع عبارة عن عمارة سكنية، مكونة من عشرة طوابق، تقوم بالوظائف التالية:

١. الطابق التسوية للمبنى: ويحتوي على بئر ماء للمشروع وغرفة خاصة بالكهرباء.
٢. الطابق الأرضي والمتكرر: وهو عبارة عن شقق سكنية متفاوتة في المساحة،حيث يحتوي كل طابق من الطوابق المكررة على سبع شقق مختلفة. و تبلغ مساحة الطابق الواحد ١٣٠٠م^{٢}.

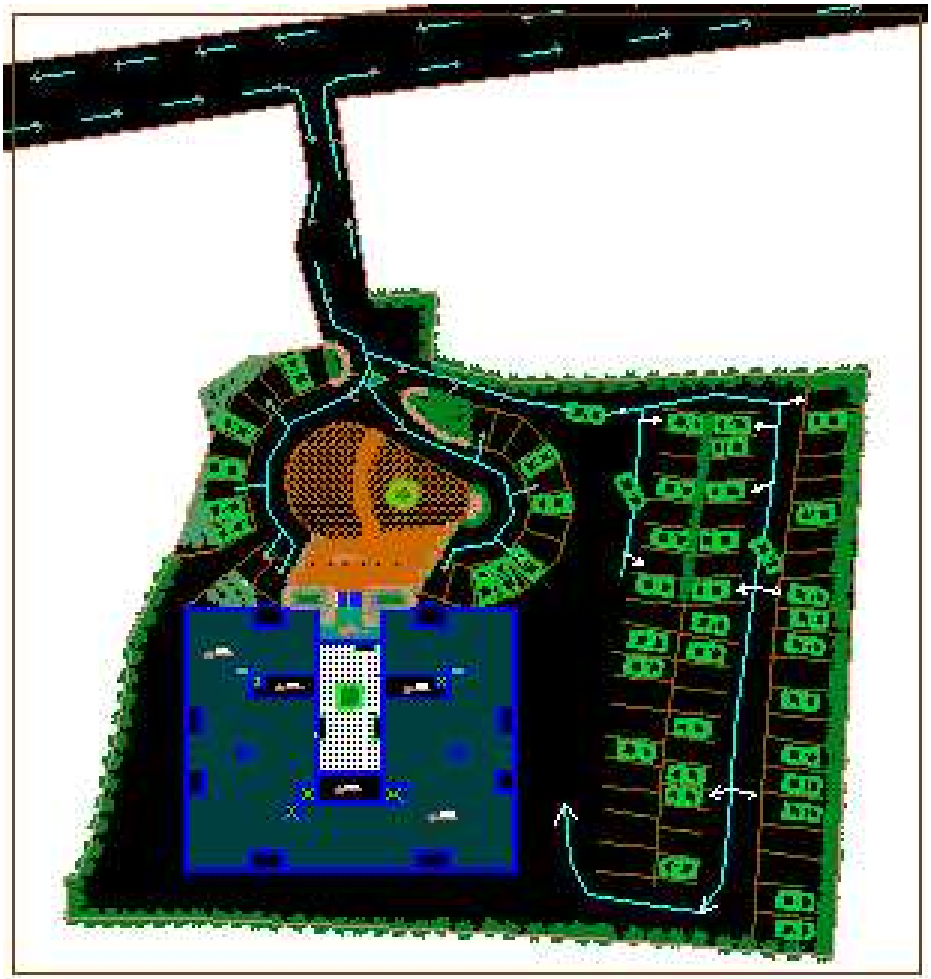
(٢-٣) التعديلات المعمارية:

١. رسم كل من الواجهة الغربية والجنوبية للمشروع.
٢. تعديل الموقع العام للمشروع وذلك برسم موقف للسيارات يتناسب وحجم العمارة .
٣. إضافة بئرماء الى المشروع حجمه 288 م^{3}.
٤. إضافة غرفة كهرباء للمشروع في طابق التسوية.
٥. تعديل رسم الأدراج في المبنى في المخططات والقطاعات والواجهات.
٦. تعديل توزيع الاعمدة بما يتلاءم مع الحسابات الانشائية.

(٢-٤) وصف الموقع العام للمشروع:

المشروع المقترح بناؤه، يقع في منطقة الحرس، حيث يبعد عن الشارع حوالي ١٥٠م، ويتم الوصول إليه من خلال شارع فرعي بعرض ٤م. والشكل(٢-٤-١) يبين الموقع لقطعة الأرض المقترحة للبناء عليها.
وهي منطقه حيوية تتمتع بميزة سهولة الوصول إليها، وابتعادها عن مناطق الإزدحام والضوضاء، وتتمتع قطعة الأرض بعدة ميزات، أهمها:

- كبر مساحتها.
- عدم وجود ميلان في قطعة الأرض ساهم في وجود مخازن مستغلة كمستودعات.
- وقوعها في منطقة سكنية.
- توفر الخدمات و البنية التحتية في تلك المنطقة.



الشكل (٢-٤-١)

(٢-٥) وصف الواجهات:

المواد الرئيسية التي تم إستخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة، والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمسم)، شريطة ملاءمتهما لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال، حيث يتم إستخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب والبلاكين .

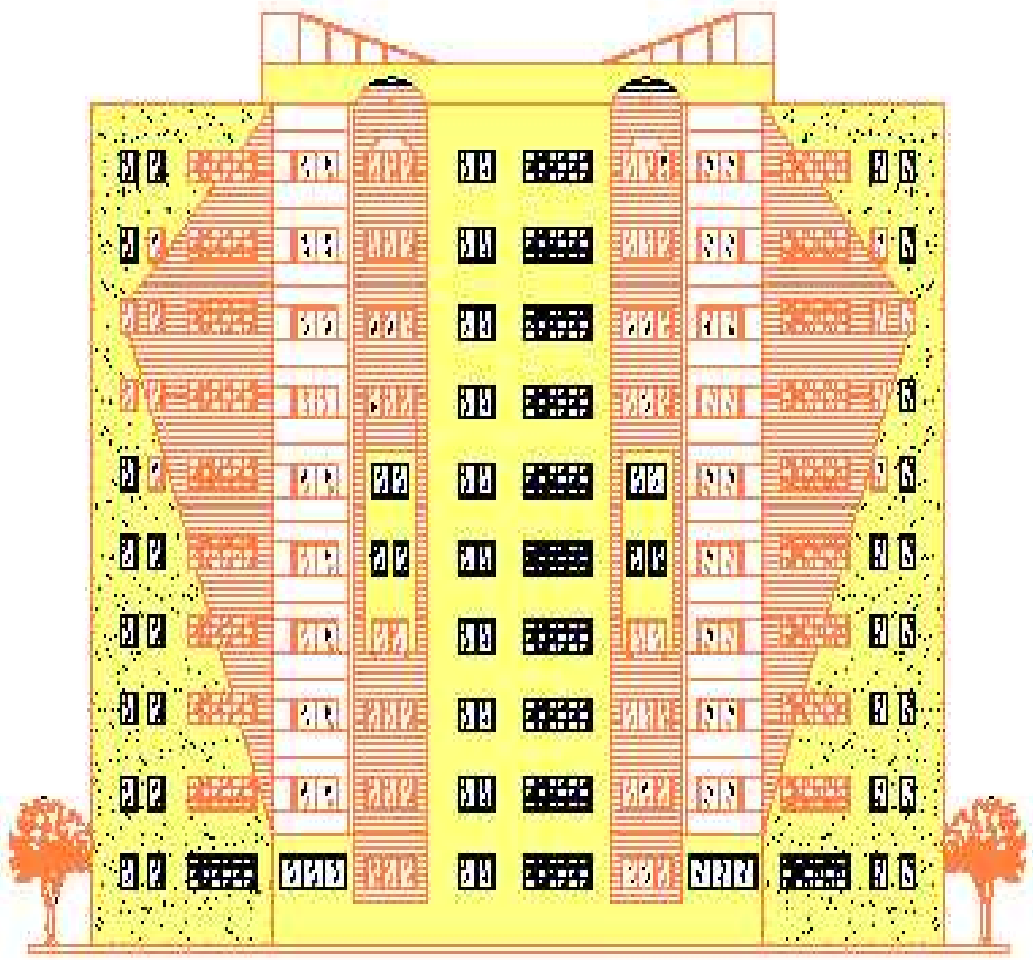
٢-٥- أ الواجهة الشمالية:

ويظهر فيها منسوب واحد للأرض، وكذلك الإضاءة الجانبية الناتجة عن الفتحات الزجاجية على طول الواجهة، مما يضفي منظرا جماليا على الواجهة. أنظر الشكل (٢-٥-أ).

الشكل (٢-٥-أ)

٢-٥- ب الواجهة الغربية :

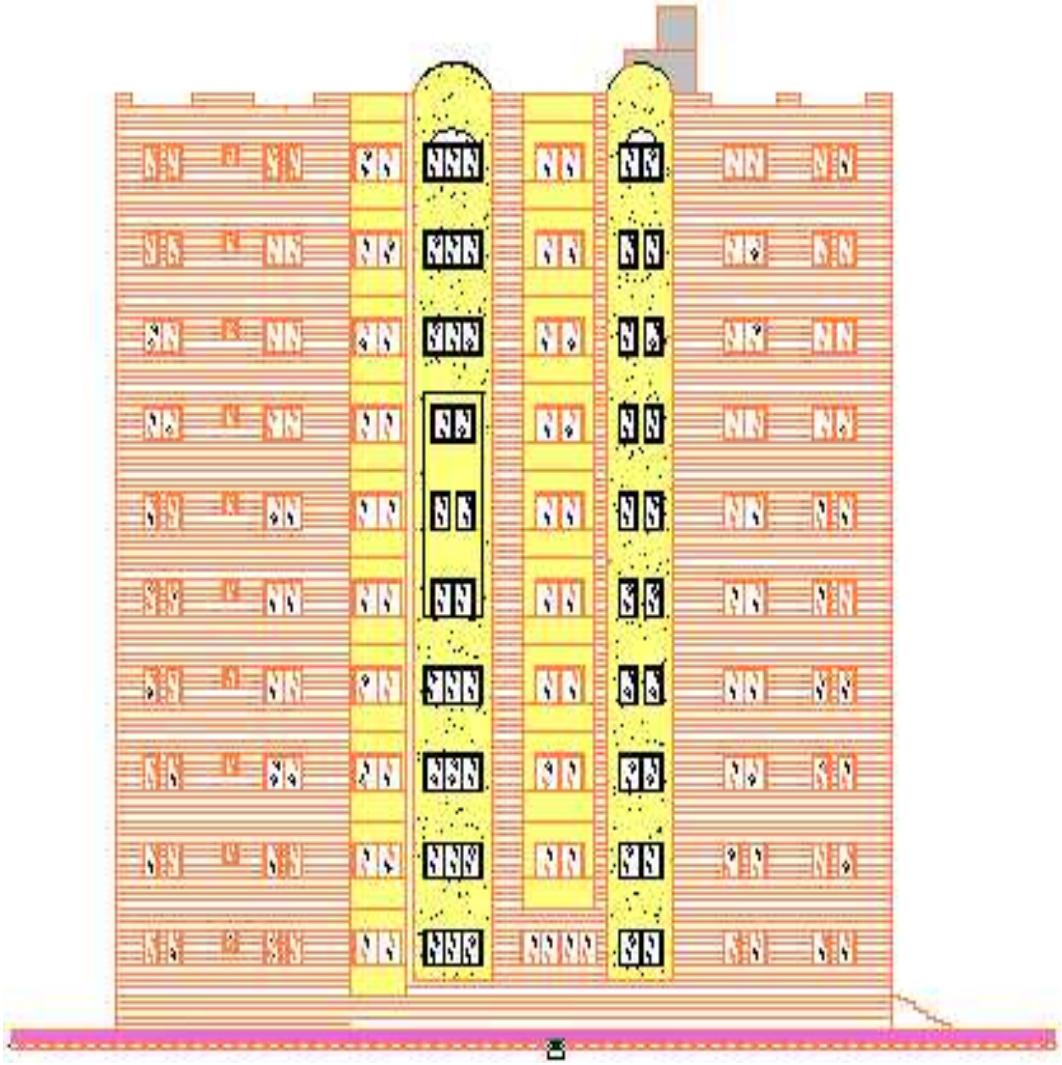
ويظهر فيها منسوب واحد هو منسوب الطابق الأرضي. وهي الواجهة الخلفية للمبنى.
وتحتوي هذه الواجهة على توزيع للأحجار بشكل يضفي رونقا على الواجهة ويجعل الإخراج المعماري لها أفضل. أنظر الشكل (٢-٥-ب).



الشكل (٢-٥-ب)

٢-٥-ج الواجهة الجنوبية:

أنظر الشكل (٢-٥-ج).



الشكل (٢-٥-ج)

٢-٥-د الواجهة الشرقية:

وهي الواجهة الرئيسية للمبنى، تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى الذي يبدو بارزاً إلى الأمام إضافة إلى البلاكين البارزة هي أيضا، وكذلك توزيع للحجر بشكل ساهم في إعطاء المبنى منظرا جماليا. أنظر الشكل (٢-٥-د).

الشكل (٢-٥-د)

(٢-٦) تحقيق الفعاليات المختلفة:

تتسم العلاقة بين الفعاليات الموجودة داخل العمارة بالانسياب والتناسق فيما بينها، ويتضح ذلك في توزيع الشقق، وسهولة الحركة، والتنقل فيما بينها. وتتعدد طرق التنقل بين الأدراج والمصاعد.

وقد جاء توزيع الشقق بما يكفل تحقيق الإضاءة والتهوية بشكل مناسب عن طريق الشبابيك والمناور الموزعة في المبنى.

(٢-٧) وصف الحركة:

نظرا لتعدد الطوابق في هذا المبنى فكان لا بد من وجود مصاعد كهربائية وأدراج ثابتة لتقوم بتنظيم الحركة داخل المبنى. فالمبنى يحتوي على ٣ مصاعد كهربائية موزعة في كل طابق، وأيضا هناك درجين رئيسيين موجودين عند مدخل المبنى الرئيسي من الناحية الشمالية والجنوبية ودرج ثانوي موجود بالجهة الغربية. هذا كله أعطى للمستخدم سهولة الوصول لأية شقة موجودة بأي طابق في المبنى.

الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

(1-3) المقدمة.

(2-3) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الأحمال.

(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:-

(٣-٤-١) القدات.
(٣-٤-٢) الجسور.
(٣-٤-٣) الأعمدة.
(٣-٤-٤) الجدران الحاملة.
(٣-٤-٥) الأساسات.
(٣-٤-٦) الأدراج.

(5-3) برامج الحاسوب المستخدمة.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة:

إن عملية التصميم الإنشائي لأي منشأ هي عملية متكاملة غير قابلة للتجزئة، فبعد الانتهاء من مرحلة الوصف المعماري للعناصر الموجودة في المبنى السكني، يجب الانتقال إلى مرحلة دراسة العناصر الإنشائية الموجودة في مختلف المبنى من اجل تحديد النظام الإنشائي الأمثل.

ويتمثل التصميم الإنشائي بالمخططات الهندسية التي تعنى بتطبيق التصميم المعماري بشكل مستقر، آخذا بالاعتبار أحمال المبنى من منشآت وأجهزة وأثاث وأشخاص وكذلك قوة تحمل التربة التي يقام عليها المبنى، وفي المباني العالية يراعى أيضا دراسة تأثير الزلازل والرياح على المبنى ووضع الحلول الهندسية اللازمة لاستقراره .

تشمل التصاميم الإنشائية مخطط القواعد ومخطط الأعمدة ومخططات الجسور والهيكل الإنشائي ومخطط التفاصيل والتسليح والبلاطات .

سيتم في هذا الفصل دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية، كما سيتم أيضا تحديد قيم الأحمال المختلفة اعتمادا على توصيات الكود الأردني، على كل عنصر من هذه العناصر ونوع هذه الأحمال من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية أخرى. والعمل على تصميمها على أسس علمية قائمة على استخدام الكود الأمريكي (ACI-code-218-02)، وكذلك استخدام برامج التصميم مثل: (Atir soft ware) (Broken) من اجل الوصول إلى أفضل تصميم إنشائي للمبنى وبأقل تكاليف.

2-3 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل و متزن وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات و رغبات المستخدمين، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- عامل الأمان (Safety factor): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.

- التكلفة الاقتصادية (Economy): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض التي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل :(Servic1eability) من حيث تجنب أي هبوط زائد(Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الأحمال:

وهي مجموعة القوى التي يخضع المنشأ لها. إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال، وهذه يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حسابها ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، و يمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ بأحمال رئيسية مباشرة و أحمال ثانوية غير مباشرة كما سيأتي.

3-3-1 الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها:

3-3-1-1 الأحمال الميتة .(Dead loads – D.L) :

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية و هي ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير بزيادة عمر المبنى، و هي نتيجة لوزن العناصر الإنشائية المختلفة و أوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع و الحوائط، و يضاف لها وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم.
حساب وتقدير الأحمال الميتة يتم من خلال معرفة أبعاد العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيعها؛ و هي غالبا كما في الجدول الآتي:

No.	Material	Quality density
1	Tile	2200 Kg/ m3
2	Sand	1700 Kg/ m3
3	Reinforced concrete	2500 Kg/ m3
4	Block	1000 Kg/ m3
5	Plaster	2200 Kg/ m3

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء

(٣-٣-١-٢) الأحمال الحية(Live Loads – L.L.):

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى. وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى. ويتم اعتمادها حسب الكود الأردني وكما هو مبين في الجدول (٣-٢).

رقم	نوع المبنى	الحمل الحي (KN/m^2)
1	البيوت و الشقق السكنية	2.0
2	القاعات العامة	4.0
3	المساجد وقاعات الصلاة	5.0
4	رياض الأطفال	4.0
5	المكتبات مع مستودع كتب	4.0
6	عيادات طبية عامة	2.0
7	المتاجر و الدكاكين	4.0

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى

(3-1-3-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.وتعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع، و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، و ارتفاع المبنى، و أهميته بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.وتقسم على النحو الاتي:

1 -أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها،و تعتمد على سرعة الرياح، وارتفاع المبنى، وطبيعة ارتفاع المباني المحيطة به.

2- أحمال الثلوج:

وهي الأحمال الناتجة عن وزن الثلوج التي من المتوقع سقوطها على المبنى، وسيتم اعتمادها من الكود الأردني حسب الجدول (3-3) التالي:

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

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (٩٥٠م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

SL = (h-400) / 400

= (950 – 400)/ 400

= 1.38 kN/m^2

ويمكن الاستغناء عنها والاستعاضة بالأحمال الحية للمباني السكنية وإهمال هذه الأحمال.

3- أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (ديناميكية) تؤثر على المنشأ، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين، وذلك لان هذه المنطقة تصنف على أنها نشطة زلزاليا حسب :

.Uniform Building Code (U.B.C)

بحيث تؤدي إلى تولد عزوم تعرف بعزوم الانقلاب وعزوم اللي، ويجب أن يكون المبنى مصمما لمقاومة هذه الأحمال وجعله ثابتا عن طريق استخدام جدران القص.

ويتم حساب هذه القوة الأفقية الكلية على المبنى وفق هذه المعادلة:

$$V = \frac{C_V I}{RT} W \qquad \text{..... (UBC-30-4)}$$

وهذه القيمة لا يجب أن تتجاوز القيمة في المعادلة التالية:

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W \qquad \text{..... (UBC-30-5)}$$

أيضا لا يجب أن تكون القيمة الكلية للقوة الأفقية اقل من القيمة في المعادلة التالية:

$$V = 0.11\ Ca\ I\ W \qquad \text{..... (UBC-30-6)}$$

وبعد حساب القوة الأفقية الكلية،يتم توزيعها على ارتفاع المبنى ومستوياته حسب المعادلة التالية:

$$Fx = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \qquad \text{.....(UBC-30-15)}$$

ويتم حساب قيمة F_t حسب المعادلة التالية :

$$F_t = 0.07 T V$$

ليتم تعويضها في المعادلة النهائية (30-15) .

2-3-3 الأحمال الثانوية - غير المباشرة - (Secondary Loads):

و تشتمل على أحمال انكماش الجفاف للخرسانة، و التأثير الحراري، و الزحف و الهبوط لتربة الأساس، و يمكن أخذ هذه الأحمال في حال وجودها بعين الاعتبار بتوفير فواصل تمدد في المبنى.

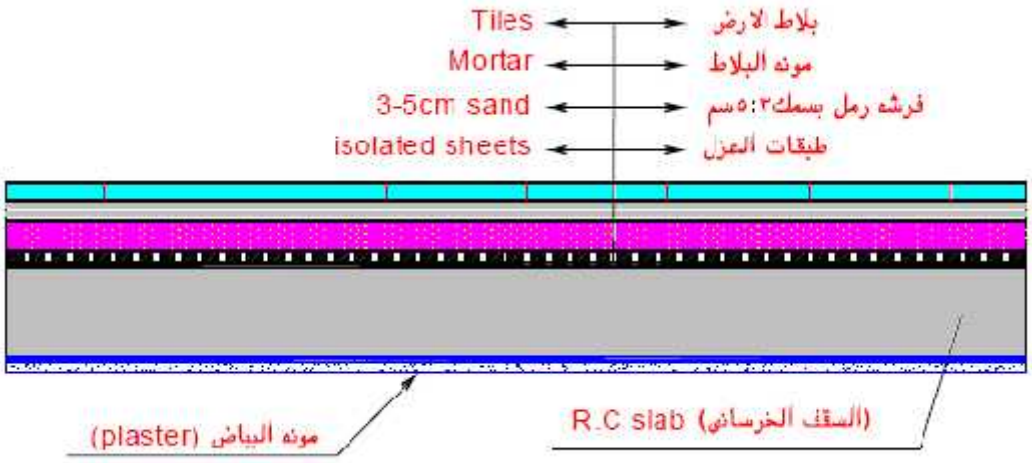
(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وتشمل:

(1-4-3) العقدات:

حيث سنقوم باستخدام عدة أنواع منها:

1-1-4-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

و من ميزات البلاطات المصمتة بأن لها كفاءة أعلى من البلاطات المفرغة في حالة العقدات التي تتعرض لقوى مركزة، وكذلك لها مقدرة أعلى على مقاومة الهبوط. كما هو الحال في عقدات بيت الدرج. ويوضح الشكل (٣-١) طريقة توزيع الأحمال لعقدة مصمتة ذات اتجاه واحد حيث تتوزع الأحمال كما تشير إليها الأسهم في الشكل.

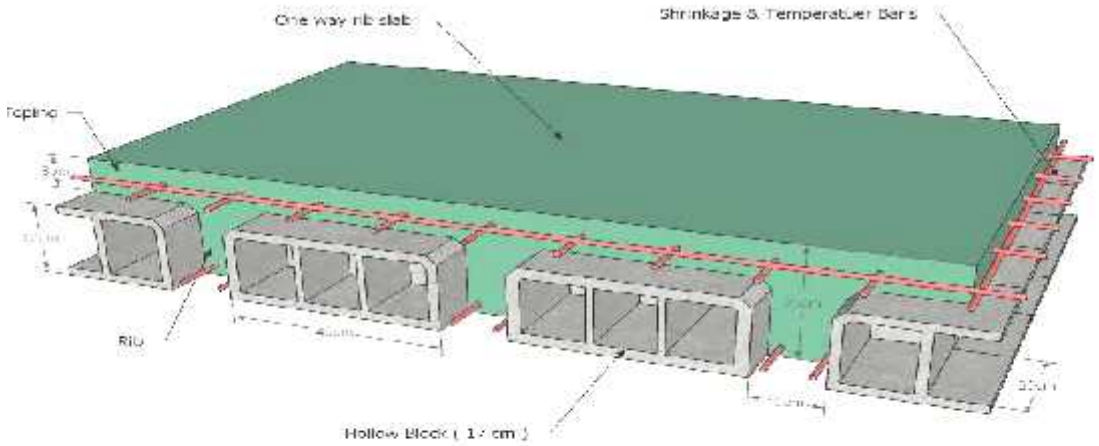


شكل (٣-١) بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد

2-1-4-3 عقدات العصب (One Way Ribbed slabs):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة، و تستخدم لبحور بين الأعمدة.

والشكل(٣-٢) يبين مقطع في عقدة اعصاب باتجاه واحد:

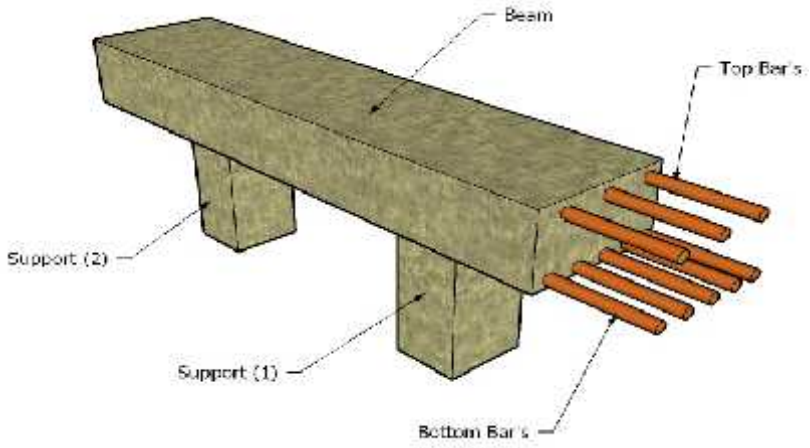


الشكل (٣ـ٢) مقطع في عقدة أعصاب باتجاه واحد.

3-4-2-الجسور:

الجسور عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين:

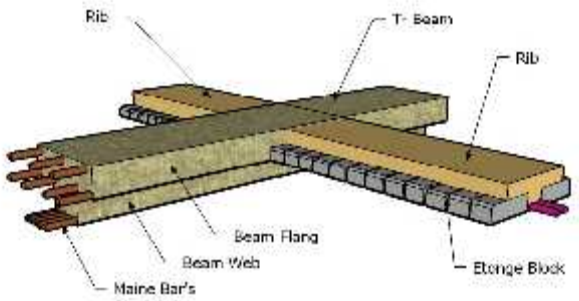
١- **جسور مسحورة** - أي مخفية داخل العقدات- والشكل التالي يبين مثل هذه الجسور في العقدات:



شكل(٣ـ٣) مقطع في جسر مسحور بعقدة.

٢- **الجسور الساقطة** (المدلية) (Dropped beams) وهي التي تبرز عن العقدة إلى الأسفل.

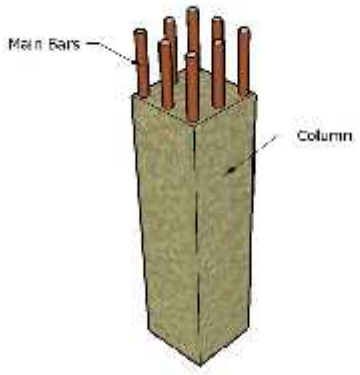
٣- **الأعصاب**: وهي عبارة عن جسور على شكل حرف(T)، تقوم بنقل أحمال العقدة الى الجسور الرئيسية.



يبين الشكل (٣-٤) مقطع عرضي في عصب.

(3-4-3) الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور والعقدات إلى الأساسات. و تم اختيار مقطع مستطيل لجميع الأعمدة الخرسانية.

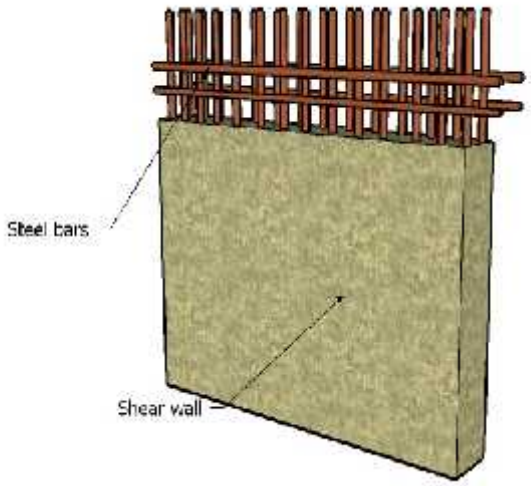


شكل رقم(٣-٥) يبين مقطع العامود.

وتعتبر الأعمدة العضو الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، و بذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى و يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

(4-4-3) (الجدران الحاملة):

جدران القص هي عبارة عن عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الزلازل. وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى. والشكل التالي يبين مقطع لجدار حامل:



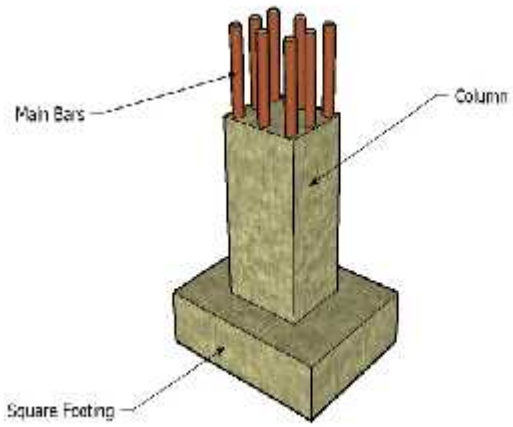
شكل رقم(٣-٦) يبين مقطع جدار لمقاومة قوى القص.

(5-4-3) الأساسات:

هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة((4.5).كغم/سم^2 لمنطقة المشروع، والأساسات عدة أنواع مختلفة هي Strip footing, Mat foundation , combined footing ,Isolated footing.

وقد تم استخدام جميع هذه الانواع في هذا المشروع.

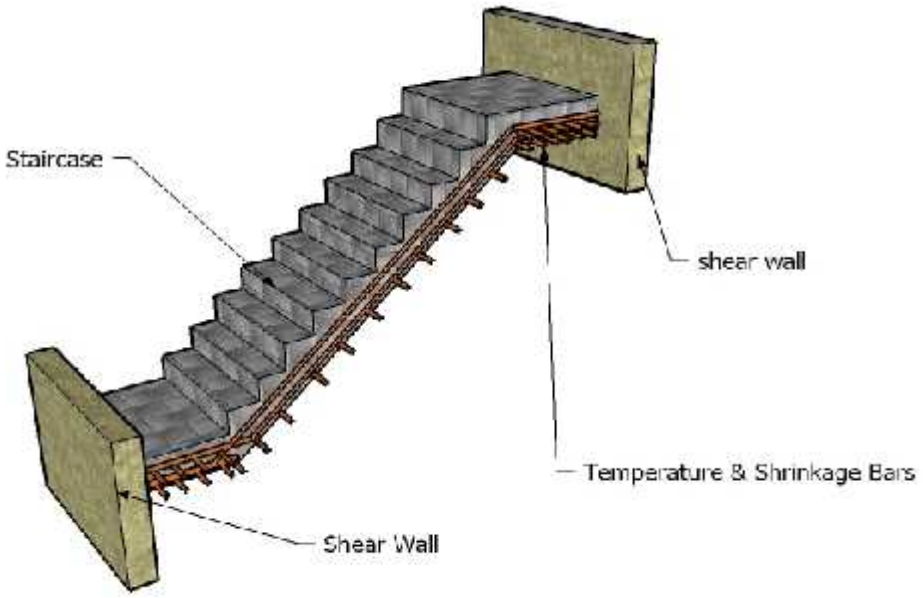
الشكل (٣-٧) يوضح أساس مربع الشكل.



الشكل(٣-٧): أساس مربع الشكل.

(6-4-3) الأدراج:

المخططات المعمارية تتضمن أدراج لتحقيق الانتقال الرأسي أو الشاقولي عبر المبنى. وسوف يتم تصميم اثنين من أنواع الادراج الموجودة في المبنى.



شكل رقم(٣-٨) يبين شكل الدرج.

(5-3) برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

- Microsoft office XP.
- Atir soft ware.
- BROKON soft ware.
- Auto cad (2007).
- Microsoft Word 2003

Chapter Four

4 Structural Analysis and Design

(4.1) Introduction.

(4.2) Factored loads.

(4.3) Design of Rib.

(4.4) Design of Beam.

(4.5) Design of column.

(4.6) Design of Isolated Footing.

(4.7) Design of Strip Footing.

(4.8) Design of Mat Foundation.

(4.9) Design of Stairs.

(4.10) Design of Shear Wall.

(4.11) Design of Well.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

In this Chapter, procedure of designing the several structural members will be shown in this project, and must discuss the steps that followed to design the Ribs, beams, slabs, columns, foundations, stairs, shear walls & well.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to *(ACI –318-05).*

NOTE:

Use concrete with ($fc' = 24MPa$)

4-2-1 Factored loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for this project members, and determined by according to:

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$

4-2-2 Slab Thickness Calculation.

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

1- Dead load: which will be determined by weight calculations based on materials densities.

2- Live load: and its value will be taken from the Jordanian code.

The thickness of the slab will be determined according to *(ACI – Code -318),* table *(9.5 a).*

So, according to this code, the minimum thickness of the slab of nonprestressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

Spans from left to right for one way rib slab:

L/21 = 3.96/21 = 19 cm.

L/18.5 =5.21/18.5 = 28 cm. (Control) …….. ACI-318-02 (9.5.a)

So, Select h=32 cm.

** Effective Flange width (b_E) According to* ACI *code -8.10.2:*

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

b_E = L / 4 = 4 / 4 = 1 m.

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

b_E = C/C spacing = 52 cm……*Control.*

So, Select b_E =52 cm.

4-2-3 load calculation:

<u>One -way ribbed slab</u>

For the one way ribbed slab, see the figure below, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

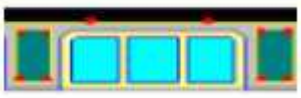


Fig (4-1):section in rib

<u>Dead load of Ribbed slab</u>: -

Tiles = 0.03*23*0.52 = 0.36 KN/m.

Sand = 0.1*18*0.52 = 0.93 KN/m.

Topping = 0.08*25*0.52 =1.04 KN/m.

Concrete Rib = 0.12*0.24*25 = 0.72 KN/m.

Block = 0.24*9*0.4 = 0.864 KN/m.

Plaster = 0.02*22*0.52 = 0.023 KN/m.

Partitions = 1.25*0.52 = 0.65 KN/m.

-Nominal Total Dead Load =

0.36+0.93+1.04+0.72+0.864+0.023+0.65 = 4.58 KN/m.

Live Load:

For Residential Buildings = 2 KN/m^2.

= 2*0.52 = 1.04 KN/m

Factored D.L = 1.2*4.58 = 5.5 KN/m.

Factored L.L = 1.6*1.04 = 1.7 KN/m.

4-2-4 Design of Topping:

-Live load = 2 KN/m^2 *(For Residential building).*

-Dead load = (4.58 / 0.52) – (0.72 / 0.52) = 7.4 KN/m= 0.74Ton/ m.

W_u = 1.2 (7.4) + 1.6 (2) = 12.11 KN/m = 1.21Ton/ m.

Assume slab is fixed at support point (Ribs).

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

$$Mu = \left(\frac{1.21 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.0161 \text{ Ton.m}$$ *for 1 m wide strip.*

According to ACI- (ch.22).

$Mn = 0.42 * \sqrt{fc'} * Sm.$ ..... *(ACI-22.5.1-(Equation-22-2).*

$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.67 mm^3$ ..... *For a Rectangular section.*

$Mn = \frac{5}{12} * \sqrt{fc'} * s = \frac{5}{12} * \sqrt{24} * 1066666.67 = 2.18 * 10^6 \, N.mm.$

Φ*Mn* = 0.55*2.18*10^6 = 1.2 KN.m ,.....***Note*** *Φ = 0.55 for plain concrete.*

Φ*Mn* = 0.12 Ton.m .

Φ*Mn* = 0.12 Ton.m > *Mu* = 0.0166. Ton.m.

Reinforcement is not required for structural reasons.

ϒ ***Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement***:-

Referring to (ACI-7.12.2.1).

The steel used in our region has a yielding stress = 400 Mpa.

ρ = 0.0018.

$A_s = 0.0018 * (100) * (8) = 1.44\ cm^2/1m.$

As $_{(provided)}$ for Φ 8 = 0.502 cm^2 .

Use Φ8 /25 cm in both way.

As provide> As required.

*** limitation of spacing between bars according to(ACI-318Code)- (7-12-2-2)**

Spacing ≤5*h

250 ≤ 5*80……..OK.

Spacing ≤ 450mm……OK.

4-3 Design of Rib(03):

-Service Live load = 1.04 KN/m.

-Service Dead load = 4.58 KN/m.

The following figure show section in rib(R03):

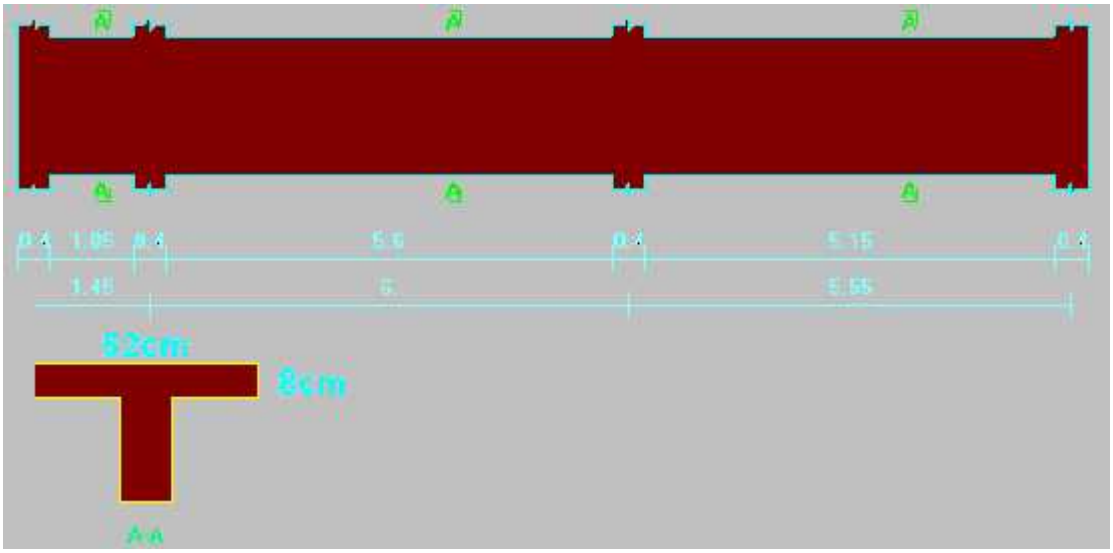
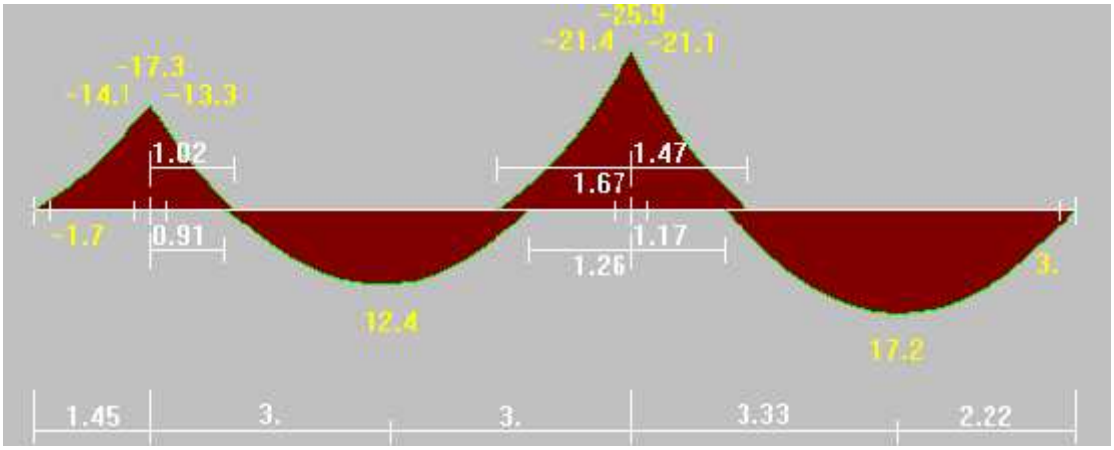


Fig (4-2): Rib(R03) in the First Floor.

Using Atir software, the Envelope of Moment for Rib(R03) is as follows:-



Fig(4-3) Moment diagram of Rib(03) (KN.m).

4-3-1 Design Of Positive Moment:

1 - Reinforcement of support (1):

Mu_{max} for this span = 12.4 KN.m.

$Mn = Mu / 0.9$ = 13.78 KN.m.

-Determine whether the Rib will act as a Rectangular or T– section:-

For a = t = 8 cm.

C = 0.85 fc' * t * b_E = 0.85 (24)*(80)*(520) = 848.6 KN.

Assume Φ 10 bars for main Reinforcement.

d = h - Cover – db/2 - $db_{(stirrups)}$ = 32-2-1-(1/2) = 28.5 cm.

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.6*(28.5– 0.5 (8)) / 100 = 207.90 KN.m

$Mn_{available}$ = 207.90 KN.m > $Mn_{required}$ = 13.78 KN.m.

So, a<t

So, Design as a rectangular with b_E *= 52 cm.*

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

$$\Rightarrow A s_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(285) \geq \frac{1.4}{400}(120)(285)$$

$A s_{min} = 104.7 \text{ mm}^2 \geq 119.28 \text{ mm}^2$

$\Rightarrow$ A s_{min} = 1.19 cm^2 …….*Control.*

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.60$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{13.78 * 10^6}{520 * 285^2} = 0.33 N/mm^2.$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.33}{400}}\right) = 0.0009$$

As $_{(req)}$ = 0.0009*(52)*(28.5) = 1.33 cm² > As $_{min}$ = 1.19cm².

As $_{(req)}$ =1.33 cm².

* Number of (Φ12 bars) required = As $_{(req)}$/Area of bar(Φ12) = 1.33/1.13 = 1.18 bars.

Use 2 Φ12.

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 226 \times 400 = 90.4 KN$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

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

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{11.3}{0.85} = 10.00 \quad mm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{285 - 10}{10} \times .003 = 0.083$$

$\rightarrow 0.083 > 0.005$.....*OK*.

see figure (4-4).

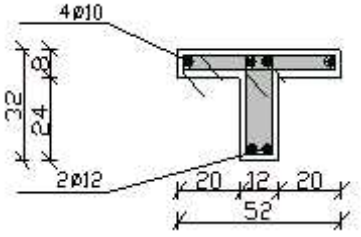


Fig (4-4).

2- Reinforcement of support (2):

Mu $_{max}$ for this span = 17.2 KN.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 19.11 KN.m.

-Determine whether the Rib will act as a Rectangular or T– section:-

For a = t = 8 cm.

C = 0.85 fc' * t * b_E = 0.85 (24)*(80)*(520) = 848.6 KN.

*Assume Φ 10 bars for main Reinforcemen*t.

d = h - Cover – db/2 - db $_{(stirrups)}$ = 32-2-1-(1/2) = 28.5 cm.

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.6*(28.5– 0.5 (8)) / 100 = 207.90 KN.m**.**

Mn $_{available}$ = 207.90 KN.m > *Mn* $_{required}$ = 19.11 KN.m.

So, a<t

So, Design as a rectangular with b_E *= 52 cm.*

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

$$\Rightarrow A s_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(285) \geq \frac{1.4}{400}(120)(285)$$

$$A s_{min} = 104.7\ mm^2 \geq 119.28\ mm^2$$

$$\Rightarrow A s_{min} = 1.19\ cm^2 \ldots\ldots\ldots \textit{Control.}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.60$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{19.11 * 10^6}{520 * 285^2} = 0.45 N/mm^2.$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.45}{400}}\right) = 0.0011$$

As $_{(req)}$ = 0.0011*(52)*(28.5) = 1.62 cm² > As $_{min}$ = 1.19cm².

As $_{(req)}$ =1.62 cm².

* Number of (Φ12 bars) required = As $_{(req)}$/Area of bar(Φ12) = 1.62/1.13 = 1.43 bars.

Use 2 Φ12.

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

-Check of yielding:

$T = A_s \times f_y = 226 \times 400 = 90.4KN$

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

$T = C$

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

-

$= 0.85$

$x = \dfrac{a}{} = \dfrac{11.3}{0.85} = 10.00 \ \ mm$

$\pounds_s = \dfrac{d-x}{x} \times (0.003) = \dfrac{285-10}{10} \times .003 = 0.083$

$\rightarrow 0.083 > 0.005$.....*OK*.

4-3-2 Design of Negative Moment:

-Design of T-section for Negative Moment as a Rectangular section with *(b=bw).* The Minimum Reinforcement is determined according to *ACI (10-5.2)* as follows:-

b = bw =12 cm.

$A s_{min} = \dfrac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \dfrac{1.4}{fy}(bw)(d)$ …….. *(ACI-10.5.1)*

$\Rightarrow \ As_{min} = \dfrac{\sqrt{24}}{4(400)}(120) * (285) \geq \dfrac{1.4}{400}(120) * (285)$

$As_{min} = 104.3 \ mm^2 \leq 119.28 \ mm^2$.

$\Rightarrow \ As_{min} = 1.19 \ cm^2$ …….*Control.*

Mu = 25.9 KN.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 25.9/ 0.9 = 28.78 KN.m.

Mn =28.78 KN.m.

Rn = *Mn* / b*d² = 0.68 N/mm².

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

$\circ = \dfrac{1}{19.60}\left(1 - \sqrt{1 - \dfrac{2 * 19.60 * 0.68}{400}}\right) = 0.0017$.

As = 0.0017*52*28.5 = 2.5 cm².

2.5 cm² > As_{min} …….. *OK*.

Number of required (Φ10) bars = $As_{(req)}$/ Area of bar (Φ10) = 2.5 / 0.79 = 3.16 bars.

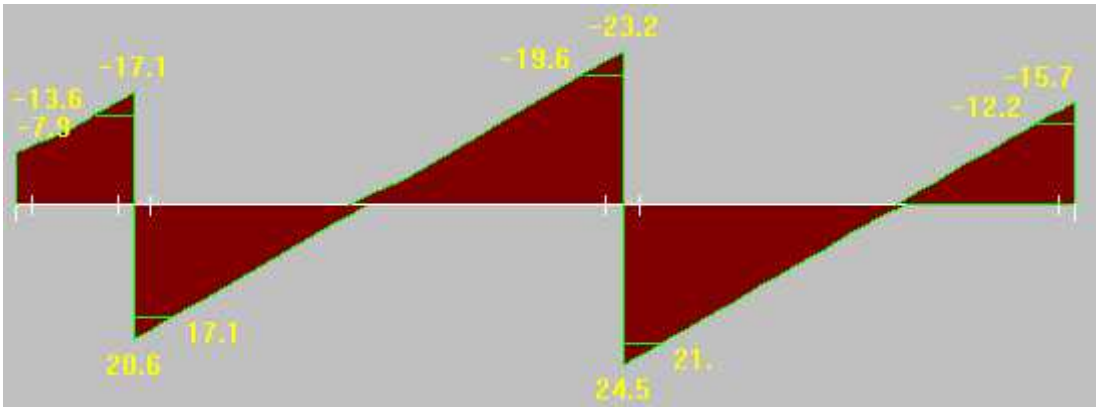
Use 4Φ10.

$As_{provided}$ for 4 Φ10 = 3.16 cm².

As_{min} <$As_{provided}$ ……*OK*.

4-3-3 Shear Design of Rib (R03):

Using Atir software, the Envelope of Shear for Rib(R03) is as follows:



Fig(4-5) Shear diagram of Rib(03) (KN).

Max Vu = 24.5 KN. *At the center of support.*

Vu critical = 21 KN.

Note: - This (*Max Vu*) is at the center of support & ($Vu_{critical}$) is at Distance (d =28.5 cm) from the face of the support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(120)*(285) = 20.9 \text{ KN}.$$

$0.5\,\Phi V_c$ = 20.9 /2 = 10.45 KN.

$V_{u\,max}$ = 21 KN at distance (d = 28.5 cm) from face of support.

$Vu > \Phi V_c$

.$\Phi\, V_{smin}$ = 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75*$(\frac{1}{3})$*12*28.5/10 = 8.52 KN.

$\Phi\, V_{smin}$ = 8.52 KN

-Complies with Category (3):

$Vu > \Phi V_c$

So, Shear Reinforcement is required.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = \frac{\Phi * Av * fy * d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 * 157 * 400 * 285}{8.52 * 10^3} = 157.5 \text{ mm}$$

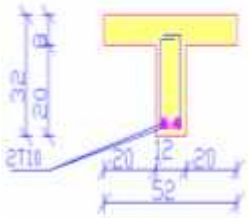
S = d/2 = 28.5/2 = 14.2 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 15 cm

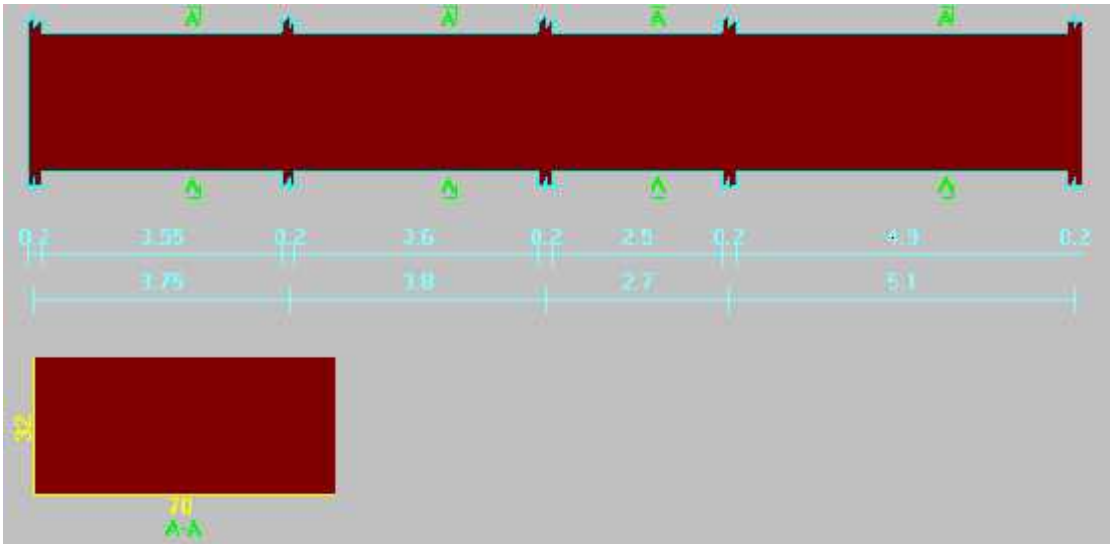
use Φ 10 @ 15 cm.

see figure (4-6).



Figure(4-6)

4-4 Design of Beam (B07) in the First Floor:



Fig(4-7) Section in Beam(07).

4-4-1-A Load Calculation:

-Assuming Φ 20, for Main Reinforcement & Φ10 for links.

-d = H- cover – db $_{(stirrups)}$ - (Db / 2) = 32– 4 – 1- 1 = 26 cm.

-initial b =70 cm.

-H = 32 cm.

-By using Atir software, the Envelop of Bending Moment for this beam according to its spans, supports & loads acting on it as *figure (4-7).*

-Loads on beam (07):

According to(ACI_Code_318):

- Dead load of Rib Slab = 0.458 Ton/m.
- Dead load for beam =0.458 / 0.52 =0.88 Ton/m².
- $D.L_{beam}=D.L_{slab}*(L_1/2+L_2/2)*1.2$
  $=0.88*(1.4+1.9)*1.2 =3.48$ Ton/m.
- Live load = 0.2 Ton/m²
  $= 0.2*(1.4+1.9)*1.6 = 1.05$ Ton/m.
- Self weight =0.32*2.5*0.7=0.56 Ton/m.

4-4-1-B Determination of the Beam Width(b):

Referring to (ACI-code-318).

Assume $\rho_{req}= 0.4\ \rho_b$.

ρ_b =???.

$\rho_b=0.85*f\acute{c}*\beta/fy*(600/600+fy)$.

$\rho_b=0.026$.

$\rho_{req}=0.4*0.0260=0.01$.

$Mu_{max}=14.6$ Ton.m.

Mn = Mu / 0.9 = 14.6/ 0.9 = 16.22Ton.m.

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

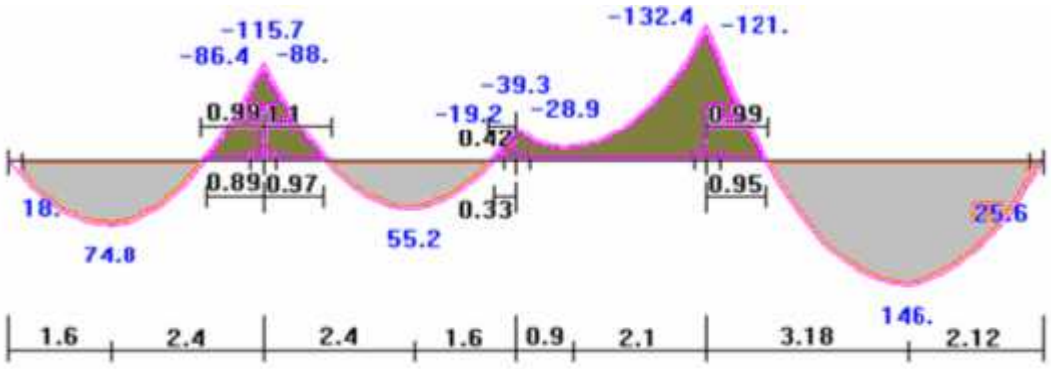
$Rn_{req}= \rho*fy*(1-0.5\ \rho*m)=0.01*400*(1-(0.5*0.01*19.6))=3.61MPa=36.1Kg/cm^2$.

$Rn = Mn/(b*d^2) = 36.1=16.22*10*5/(b*(26)^2)$

b=66 cm.

Select b=70 cm.

4-4-2 Design of positive moment:



Fig(4-8) Moment diagram of Beam(07) (KN.m).

$b = 70cm, h = 32cm, d = 26cm$

$d = 32 - 4 - 1 - 1 = 26cm$

span#1:

Mu_{max}= 7.48 Ton.m.

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{7.48}{0.9} = 8.31 \text{ Ton.m.}$$

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

$$Rn = \frac{8.31 * 10^5}{70 * (26.0)^2} = 17.56 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.76)}{400}}\right) = 0.005$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.005 * 70 * 26 = 8.4 \text{ cm}^2$

Use Φ 12 >> # of bar = $\frac{8.4}{1.13}$ = 7.4 bars.

Use 8 Φ 12 with As=9.0 cm^2 .

-Check for yielding in bottom

Tension = Compression**:**

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

$6 * 201 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 70 * a$

$a = 33.6mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{33.6}{0.85} = 39.5mm$

$£_s = \frac{260 - 39.5}{39.5} * 0.003$

$£_s = 0.016 > 0.005 \longrightarrow ok$

And not least than 0.004 >>> singly reinforcement.

Span#2:

Mu_{max}= 5.52 Ton.m.

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{5.52}{0.9}$ = 6.1 Ton.m.

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

Rn = $\frac{6.1 * 10^5}{70 * (26.0)^2}$ =12.9 Kg/cm².

ρ = $\frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.4)}{400}})$ = 0.0033

A req = ρ * b * d = 0.0033* 70 * 26 =6.1 cm^2

Use Φ 12 >> # of bar = $\frac{6.1}{1.13}$ = 5.4 bars.

Use 6 Φ 12 with As=6.78 cm^2 .

-Check of yielding in bottom

Tension = Compression**:**

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

$$6 * 1.13 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 70 * a$$

$$a = 19.0mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{19.0}{0.85} = 22.4mm$$

$$£_s = \frac{260 - 22.4}{22.4} * 0.003$$

$$£_s = 0.03 > 0.005 \longrightarrow ok$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(400)(260) \geq \frac{1.4}{400}(400)(260)$$

$$As_{\min} = 3.18cm^2 \leq 3.64cm^2 \ldots\ldots\ldots the \quad larger \quad is \quad control$$

$$As_{\min} = 3.64cm^2$$

$$As_{required} = 12cm^2 > As_{\min} = 3.64cm^2 \longrightarrow ok$$

$$As_{\min} = 3.64cm^2$$

$$As_{required} = 6.78cm^2 > As_{\min} = 3.64cm^2 \longrightarrow ok$$

span#3:

$Mu_{\max}$= 14.6 Ton.m.

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{14.6}{0.9} = 16.22 \text{ Ton.m.}$$

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

$$\text{Rn} = \frac{16.22 * 10^5}{70 * (26.0)^2} = 34 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.4)}{400}}\right) = 0.0094$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.0094 * 70 * 26 = 17\ cm^2$

Use 7 Φ 18 with As=17.8 cm^2 .

-Check for yielding in bottom:

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$6 * 4.9 * 10^{-6} * 400 = 0.85 * 24 * 70 * a$$
$$a = 53.2mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{53.2}{0.85} = 62.6mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{260 - 62.6}{62.6} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.009 > 0.005 \longrightarrow ok$$

$$As_{\min} = 3.64cm^2$$
$$As_{required} = 17cm^2 > As_{\min} = 3.64cm^2 \longrightarrow ok$$

4-4-3 Design for negative moment:

$$b_f = 70cm, b_w = 40cm, h = 32cm,$$
$$d = 26cm$$

-span#1:

Mu=11.57Ton.m.

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{11.57}{0.9} = 12.86 \text{ Ton.m}$$

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

$$Rn = \frac{12.86 * 10^{+5}}{700 * (260)^2} = 2.45 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.6)(2.45)}{400}}\right) = 0.0065$$

A req = ρ * b * d = 0.0065 *70*26 = 11.9=12 cm²

Use Φ 16 >> # of bar = $\frac{12}{2}$ = 6 bar.

Use 6 Φ 16 with As =12cm^2.

-Check for yielding in topping:

Tension = Compression

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

$$12 * 400 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 33.6mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{33.6}{0.85} = 39.5mm$$

$$\pounds_s = \frac{260 - 39.5}{39.5} * 0.003$$

$$\pounds_s = 0.017 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Span#2:

Mu=3.93Ton.m.

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3.93}{0.9} = 4.4 \text{ Ton.m}$$

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

$$\text{Rn} = \frac{4.4 * 10^{+5}}{700 * (260)^2} = 0.92 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.6)(0.92)}{400}}\right) = 0.0024$$

As_{req} = ρ * b * d = 0.0024 *70*26 = 4.3cm²

Use Φ12 >> # of bar = 4.3/1.13 = 3.8.

Use 4Φ12 with As= 4.52cm^2

-Check for yielding in topping:

Tension = Compression

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

$4.5 * 400 = 0.85 * 24 * 700 * a$

$a = 12.6mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{12.6}{0.85} = 14.8mm$

$\varepsilon_s = \frac{260 - 14.8}{14.8} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005 \longrightarrow ok$

Span#3:

Mu_{max}= 13.24 Ton .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{13.24}{0.9}$ = 14.7 Ton.m

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

Rn = $\frac{14.7 * 10^{+5}}{700 * (260)^2}$ = 3.1 Mpa

ρ = $\frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.1)}{400}})$ = 0.0085

A req = ρ * b * d = 0.0085 *70*26 = 15.5cm²

Use Φ 20 >> # of bar = $\frac{15.5}{3.14}$ = 4.8 cm²

Use 5 Φ 20 with As =16cm^2.

-Check for yielding in topping:

Tension = Compression

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

$16 * 400 = 0.85 * 24 * 700 * a$

$a = 44.8mm$

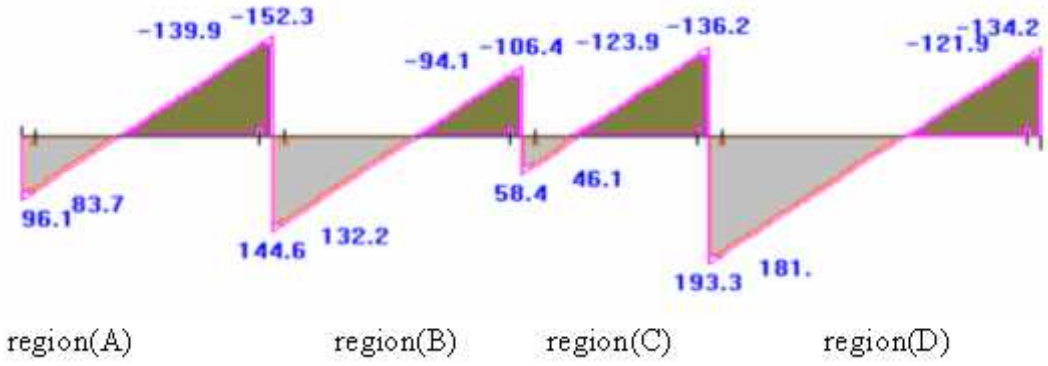
$x = \frac{a}{1} = \frac{44.8}{0.85} = 52.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{260 - 23.1}{23.1} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.011 > 0.005 \longrightarrow ok$

4-4-4 Design shear of Beam:

The following figure shows the envelop of Shear strees in(ton), on the beam(B07),in the first floor:



Fig(4-9)Shear diagram of Beam (07) (KN).

-For region (A):

Vu=13.99Ton.

Vu@cririca l point=9.68Ton.

Note: critical point occur at distance(d=26 cm)from the face of support, according to (ACI-318-code).

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ b * d= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 70 * 26*10/1000=11.15Ton.

$\frac{1}{2}\Phi$ Vc=5.58Ton.

Φ Vs min = 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d = 0 .75*$(\frac{1}{3})$*70*26/100 = 4.55 Ton.

$(\frac{1}{2}\Phi \text{ Vc}) \leq \text{Vu} \leq (\Phi \text{ Vc})$

$5.58 \leq 9.68 < 11.15$.

-Complies with category (2):

According to (ACI-318-code).

Minimum shear reinforcement is required:-

Assume Φ 10 stirrups.

Av= (Ωd²/4)*No. of legs.= (Ω10²/4)*4=3.16 cm².

S=(3Avfy)/ b=(3*3.16*4.0) / (70)=17.95=18cm.

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:

$S_{max} \leq d/2 = 26/2 = 13$ cm.

≤ 60 cm.

Use Φ10 @S= 125 mm.

$\Phi V_{s\ provided} = (0.75\ (Av)*f_y*d) / S_{provided}$.

$\Phi V_{s\ provided} = (0.75\ (4*0.79)*400*26) / 13$

$\Phi V_{s\ provided} = 18.96$ Ton.

$\Phi V_n = \Phi V_{s\ provided} + \Phi V_c$

$\Phi V_n = 18.96+11.15=30.11$ Ton.

$\Phi V_n > V_u$…….OK.

-For region (B):

Vu=13.22Ton.

Vu@cririca l point=12.12Ton.

$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ b * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 70 * 26*10/1000=11.15$Ton.

$\frac{1}{2}\Phi V_c=5.58$Ton.

$\Phi V_{smin} = 0.75\ (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*70*26/100 = 4.55$ Ton.

$(\Phi V_c) \leq V_u \leq (\Phi V_c + \Phi V_{smin})$

$11.15 \leq 12.12 < 15.7$.

-Complies with category (3):

According to (ACI-318-code).

$\Phi V_{s\ req} = V_u - \Phi V_c$.

$\Phi V_{s\ req} = 12.12 - 11.15=0.97$ Ton.

Assume Φ 10 stirrups.

$S_{req}=(\Phi*Av*f_y*d)/ \Phi V_{s\ req} =(0.75*4*0.79*4.0*26) / (0.97)=254.1$ cm.

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:

$S_{max} \leq d/2 = 26/2 = 13$ cm.

≤ 60 cm.

Use Φ10@S= 125 mm.

Φ Vs *provided* = (0.75 (Av)*fy*d) / S *provided*.

Φ Vs *provided* = (0.75 (4*0.79)*400*26) / 13

Φ Vs *provided* = 18.96 Ton.

Φ Vn = Φ Vs *provided*+ Φ Vc

Φ Vn = 18.96+11.15=30.11 Ton.

Φ Vn> Vu…….OK.

-For region (C):

Vu=13.62Ton.

Vu@cririca l point=11.28 Ton.

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ b * d= $0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 70 * 26*10/1000=11.15Ton.

$\frac{1}{2}\Phi$ Vc=5.58Ton.

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*70*26/100 = 4.55$ Ton.

$(\Phi Vc) \leq Vu \leq (\Phi Vc + \Phi Vsmin)$

$11.15 \leq 11.28 < 15.7$.

-Complies with category (3):

According to (ACI-318-code).

Φ Vs *req* =Vu- Φ Vc.

Φ Vs *req* = 11.28 – 11.15=0.13 Ton.

Assume Φ 10 stirrups.

S_{req}=(Φ*Av*fy*d)/ Φ Vs *req* =(0.75*4*0.79*4.0*26) / (0.13)=189.6 cm.

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:

$S_{max} \leq d/2 = 26/2 = 13$ cm.

≤ 60 cm.

Use Φ10@S=125 mm.

Φ Vs *provided* = (0.75 (Av)*f_y*d) / S *provided*.

Φ Vs *provided* = (0.75 (4*0.79)*400*26) / 13

Φ Vs *provided* = 18.96 Ton.

Φ Vn = Φ Vs *provided*+ Φ Vc

Φ Vn = 18.96+11.15=30.11 Ton.

Φ Vn> Vu……OK.

-For region (D):

Vu=18.1Ton. (at the face of support).

Vu@crirical **point=17Ton.**

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 70 * 26*10/1000 = 11.15$Ton.

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*70*26/100 = 4.55$ Ton

$\Phi Vs = 0.75* \frac{\sqrt{fc'}}{3} * b * d = 0.75*70*26* \frac{\sqrt{24}}{3} = 22.3$Ton.

$(\Phi Vc + \Phi Vsmin) \leq Vu \leq (\Phi Vc + \Phi Vs)$

$15.7 \leq 17 < 33.45$.

-Complies with category (4):

According to (ACI-318-code).

Φ Vs *req* =Vu- Φ Vc.

Φ Vs *req* = 17 – 11.15=5.85 Ton.

Assume Φ 10 stirrups.

S_{req}=(Φ*A_v*f_y*d)/ Φ Vs *req* =(0.75*4*0.79*4.0*26) / (5.85)=42.1 cm.

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:

$S_{max} \leq d/2 = 26/2 = 13$ cm.

≤ 60 cm.

Use Φ10@S=125 mm.

Φ Vs *provided* = (0.75 (Av)*fy*d) / S *provided*.

Φ Vs *provided* = (0.75 (4*0.79)*400*26) / 13

Φ Vs *provided* = 18.96 Ton.

Φ Vn = Φ Vs *provided*+ Φ Vc

Φ Vn = 18.96+11.15=30.11 Ton.

Φ Vn> Vu……OK.

Note: By using ATIR soft ware, the deflection of this beam is safe according to (ACI-218-Code), that because all of it being more than(L/360).

4-5 Design of Column (C6):

Column **(C6)** in the ground floor, the column is an internal one(Tied column):-

- By using Atir soft ware, the reaction on this column is:

-Total factored load from beam (01) = 44.2*10 = 442 Ton.

-Self weight of column = 0.35*0.4*3*2.5*10*1.4=14.7 Ton.

-Pu = 452.7 Ton.

- Use fc'= 30 MPa.

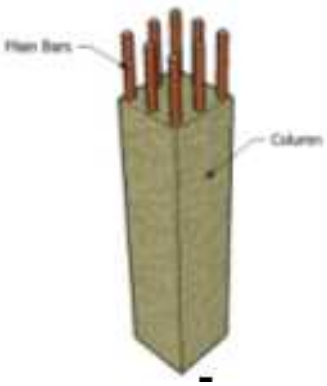


Fig (4-10)

4-5-1 Design of longitudinal Reinforcement:

Pu=452.7 Ton.

So, its axially loaded.

Pn_{req} = Pu / Φ. (where Φ = 0.65 -------- ACI 9.3.2.2)

Pn_{req}= 452.7/0.65=696 Ton.

Pn_{max}= 0.8 {0.85 fc′ (Ag – Ast) + fy Ast}------- ACI Code 10.3.6.2

696 = 0.8 Ag {0.85 fc′ + ρ g (fy – 0.85(fc′))}

= 0.8 (Ag) {0.85 (0.3) + 0.01 (4.0 – 0.85(0.3))}

Ag =2975cm²

Use 60*50 with Ag=3000cm².

Pn available = 702 Ton> Pn req = 696 Ton.

∴ The dimension of the column is sufficient for carrying the loads .

Using ρmin=0.01

A_{st} req = (0.01) (3000)=30 cm²

Use18Φ16

4-5-2 Check Slenderness Effect:

- **Check of slenderness ratio,** $\frac{Klu}{r}$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12)\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{....} \quad \text{ACI 10.12.2}$$

$$\le 40$$

Where:

Lu: Actual unsupported length. (M1/M2) =1

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

R: radius of gyration $= \sqrt{\frac{I}{A}}$ =0.3*h.

I = bh³/12 =60 (60)³/12 = 1080000 cm^4

A = 60*50 = 3000cm².

r = 0.3*0.6=0.18.

$(1*3/(0.18)) \le (34-12[1]) = 17 \le (22)$…….ok

4-5-3 Design of tie reinforcement:-

For Φ 10 mm ties: according ACI 7.10.5.2

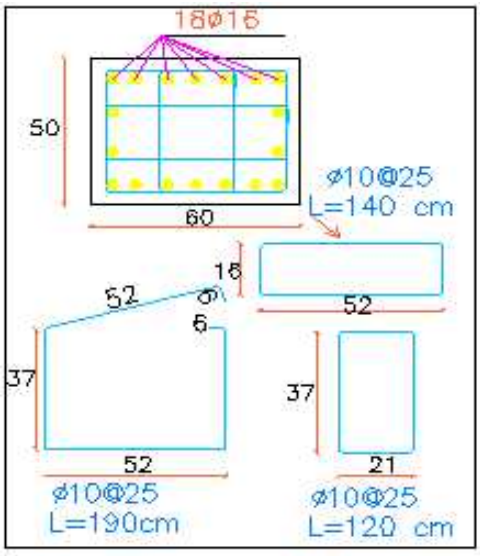
$S \le 16ds = 16*18 = 288mm.$

$\le 48ds = 48*10 = 480mm.$

$\le 500mm..$

- **UseΦ10 tie @ 25 cm.**

See figure (4-11):



Fig(4-11): Details of C6.

The table below show the design for different sections of columns which design in this Project:

Col	floor	column dimension (cm)	vertical reinforcement		tiles	
No.	no.		no. of bar	size (mm)	size (mm)	spacing (cm)
C1	ground	25*35	6	16	10	25
C2	ground	25*30	6	14	10	20
C3	ground	25*50	10	14	10	20
C4	ground	25*60	10	16	10	25
C5	ground	60*60	22	16	10	25
C6	ground	60*50	18	16	10	25
C7	ground	20*60	10	14	10	25

Table (4-1):Design of columns in ground floor.

4-6 Design of Isolated Footing:

Footing (#2) carrying column (C3).

Use fc'=30 MPa.

4-6-1 Load Calculation:-

-Total Factored load = 159.7 Ton.

-Total service load = 10.7 Ton.

-Column = 25x30 cm^2.

-Soil density = 1.7 Ton/m^3.

-Allowable soil Pressure = 4.5 Kg/cm^2.

-Assume footing Width to be about (50 cm) thick, in addition to about (10cm) of blinding concrete.

Back fill $=H*\gamma s*(W*L-(bc*wc))$

$= 1*1.7*(1.2*1.2-0.25*0.3) = 2.3$ Ton.

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

$= (0.5 * 2.5 *1.2 * 1.2) + (1 * 2.5 * 0.25 * 0.3)$

$= 2.0$ Ton.

Total weight = 2+2.3+10.7=15 Ton.

4-6-2 Determination of Footing Area:-

-Required Area of footing = Total surface load / soil pressure.

$= 15 / 4.5 = 3.33\ m^2$.

$\Rightarrow$ Try 2.0*2.0

Area $_{provided} = 4m^2$.

4-6-3 Determination of Footing Depth:-

$\Phi Vc = \Phi * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} * 200 * d * 10 = 1369.3\ d.\ Kg/cm^2.$

$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{159.7}{4.0} = 40.0\ (Ton/m^2) = 4.0\ Kg/cm^2.$

$= 40.0\ Ton/m^2 < (1.4*40.7=57)$……OK.

Vu = (P_{net})*(one way shear area) = 4*200*(100 – d) = 80000 – 800 d.

1369.3 d = 80000 – 800 d

d = 37 cm.

Assume Φ16 for main reinforcement.

h = 37 +8+1.6+0.8 = 47.4 cm.

So, select h = 50 cm.

Available d = 50-8-1.6-0.8 = 39.6cm.

4-6-4 Check this depth for two way shear action (punching Shear):-

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

$V_u = 4.0 \times \{400 - (30+39.6)(25+39.6)\}/1000 = 163.8\ Ton.$

-The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.44\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.58\sqrt{f_c'}\, b_o d$

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

Where:

$_c$ = a / b = 30 / 25 = 1.2

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

= 2* (39.6/2+25) + (39.6+30) =159.2 cm.

$\sim_s$ = 30 ……..…….. For edge column.

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad \Rightarrow 0.33\sqrt{30} * 1592 * 396 / 10000 = 115.1$ Ton.

ΦV_c = 0.75*115.1 = 86.3 Ton.

$\Phi V_c > V_u \rightarrow$ 86.3Ton < 163.3 Ton …….NOT OK.

Recalculate required "d" to satisfy Punching shear:-

Use h = 60 cm.

d = 60-8-1.6-0.8 = 49.6 cm > (d_{min} = 15cm)…….. (ACI-318-15.7).

d > d_{min} ……OK.

So select h= 60cm.

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

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

$V_u = 4.0 \times \{40000 - (30+49.6)(25+49.6)\}/1000 = 136.2$ Ton.

-The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.39\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.6\sqrt{f_c'}\, b_o d$

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

Where:-

$_c$ = a / b =30 / 25 = 1.2.

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

b_o = 2* (49.6+25) + (49.6+25)} = 228.8cm.

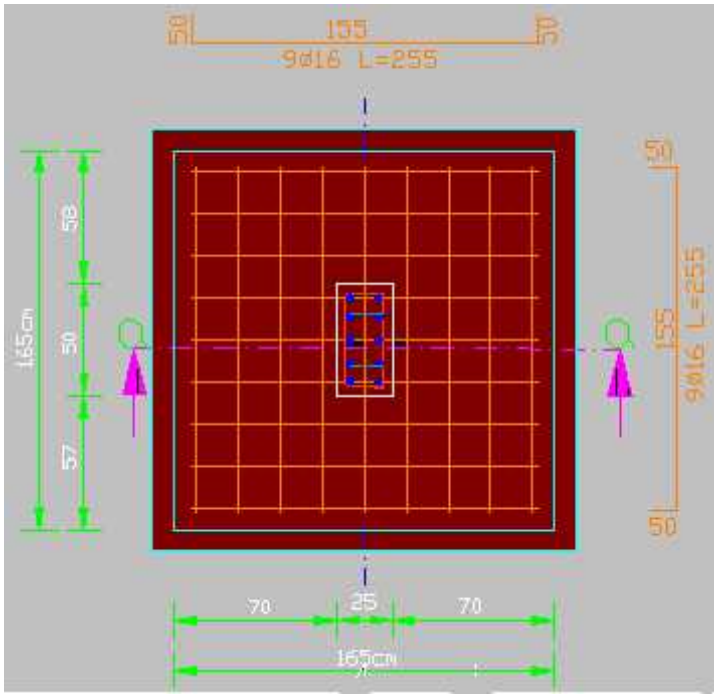
$\sim_s$ = 30……. For interior column.

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad \Rightarrow 0.33\sqrt{30} * 2288 * 496 / 10000 = 207.2$ Ton.

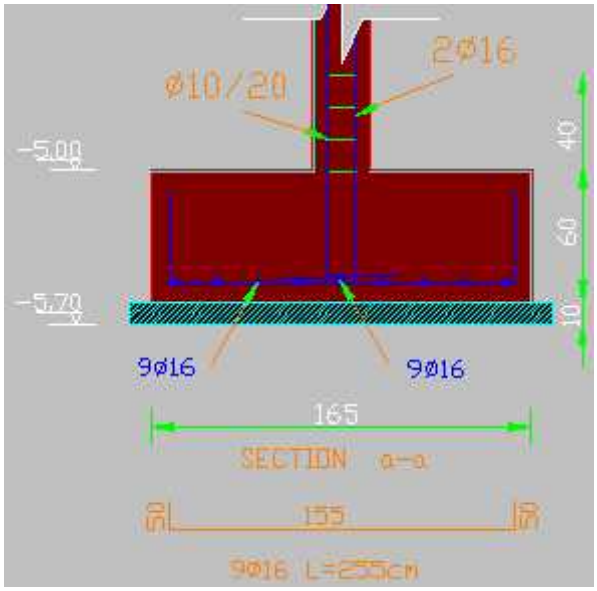
ΦV_c = 0.75*207.2= 155.4 Ton.

$\Phi V_c > V_u \rightarrow$ 155.4 > 136.2 Ton ……..OK.

$\Rightarrow$ No punching shear failure.



Fig(4-12-a): Geometry of the footing (F2).



Fig(4-12-b): Reinforcement of (F2).

4-6-5 Check Transfer of load at base of column (Design of Dowels):

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

$$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.3)(30 \times 25) = 133.88 \text{ Ton.}$$

Pu = 159.7 Ton.

$\Phi Pn = 133.8 Ton < 159.7 Ton$.

$\Rightarrow$ Dowels are required for load transfer.

$\Phi Pnst. = 159.7 - 133.8 = 25.9 Ton.$

$\Phi Pn = \Phi As * Fy = 25.9$

∴ As req =9.25 cm².

° $_{min}$= 0.005 …… (ACI -Code-15.8.2.1)

As min=0.5%Agc=.005*750=3.75 cm².

9.25 > 12……. OK.

Use 2 Φ 16

-Development length of Dowels:-

$$ld = \frac{0.3 fy * db}{\sqrt{fc'}} = \frac{0.3 * 400 * 1.8}{\sqrt{30}} = 39.4 cm.$$

Not less than:

$0.043 * fy * db = 0.043 * 400 * 1.8 = 30.96 cm..$

39.4 > 30.96 ……..OK.

Not less than: 200 mm……..OK.

39.4>20 ……...OK.

Take Ld = 40 cm.

4-6-6 Design Of Bending Moment:

-Design in plain concrete.

$\text{¤}Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{fc'} * Sm$.

$$Sm = \frac{b * h^2}{6} \Rightarrow \frac{2000 * (600)^2}{6} \Rightarrow Sm = 0.144 * 10^9 mm^3.$$

$\text{¤}Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 0.144 * 10^9 = 12 * 10^7 N.mm$.

$\text{¤}Mn = 120 KN.m$ =12 Ton.m

$$Mu = \left\{ Pnet * W * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right\} * 0.5 * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu = \left\{ 4.0 * 200 * \left(\frac{200}{2} - \frac{30}{2} \right) \right\} * 0.5 * \left(\frac{200}{2} - \frac{30}{2} \right) / 100000.$$

Mu = 29 Ton .m.

¤$Mn \geq Mu \Rightarrow 12 \leq 29 \Rightarrow$ …….. Not OK.

#-Design in plain concrete is not sufficient, so the section of footing must be reinforced.

Mn_{req} = Mu / 0.9 = 29/ 0.9 = 32.2 Ton.m.

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{32.2 \times 10^5}{200 * (49.6)^2}$ = 6.6 Kg / cm^2.

° $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 6.6}{400}}\right) = 0.0017$.

° = 0.0017

$A_{s\ req}$ = 0.0195*(200)*(49.6) = 16.7 cm^2.

$A_{s\ min} = 0.002 * 200 * 60 = 24 cm^2$.

Select $A_{s\ min} = 24 cm^2$.

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

1.3* As_{req} =1.3*16.7 = 21.7 $cm^2 < A_{s\ min}$.

So, Use (1.3*As_{req} = 21.7 cm^2).

Use 9 Φ 16 (In Each way).

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 21.7 \times 4.0 = 86.8 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{86.8}{0.85 \times 0.3 \times 200} = 1.7 \quad cm$

$= 0.85$

$x = \frac{a}{} = \frac{1.7}{0.85} = 2.00 cm$

£$_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{49.6 - 2.0}{2.0} \times .003 = 0.07$

$\rightarrow 0.07 > 0.005$ .... OK.

-Development length of main Reinforcement:-

$ld = \frac{12\,fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥$ …… (ACI-318-12.2).

$= \frac{12 * 400 * 1.6}{25\sqrt{30}} * 1 * 1 * 1 = 56.1 cm.$

Take Ld = 60 cm.

-Available embedment = ((200 – 60) / 2) – 8 = 82 cm.

70 > 60……..OK.

-Check if Combined Footing is required:-

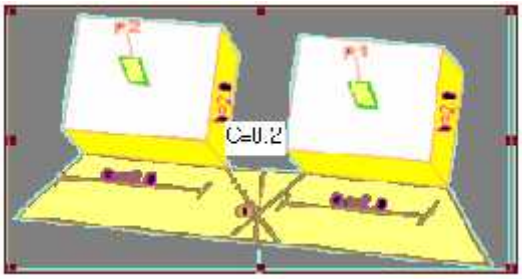
The smallest distance (C) between isolated footings is between

(Column 4 and Column 1(C= 0.2m) .

Total factored load for column C1= 352.0 Ton.

Total factored load for column C4= 98.5 Ton.

Allowable soil pressure = 4.5 kg/cm².



Fig(4-13): Value of c.

If c > (4*a) It didnt need to make a check of the bearing value at over lap point, otherwise. It have to make this check.

$$P_{net} = \frac{V_1}{(a_1+c)*(b_1+c)} + \frac{V_2}{(a_2+c)*(b_2+c)} \leq 1.4 * P_{allowable} \text{ .}$$

BY using this equation we find that we need to design combined footing .

4-6-7 Design of combined footing (F6) :

$$A_{req.} = \frac{total\ load}{1.4\pm_{allow}}$$

A req = 450.5 / (1.4 *45) = 7.2 m².

Select 2*4 = 8 m² > A $_{req.}$

***Determination of depth based one way shear strength:**

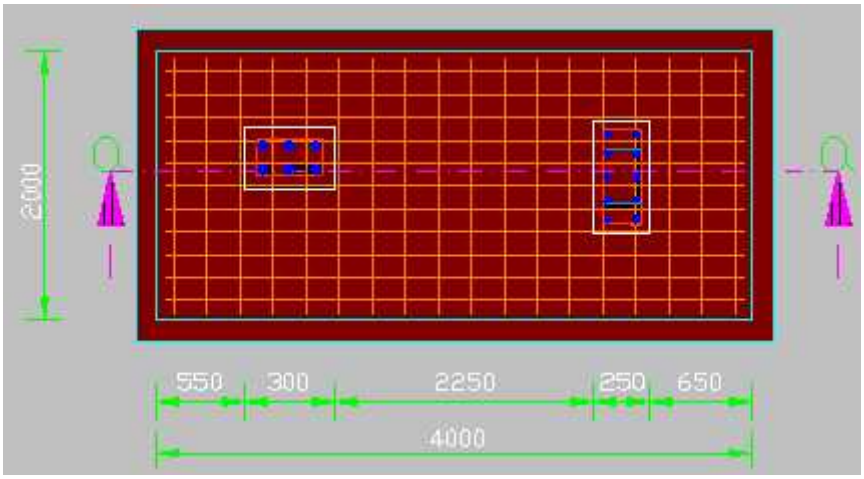
Mu = 695(0.5)-1480(0.5)= 47.97 Ton……calculated in the following calculations of moment

σ1= 81.01 Ton/ m²……calculated in the following bearing pressure calculations.

σ2= 32.59 Ton/ m²……calculated in the following bearing pressure calculations.

$$\Phi V_c = \Phi\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\,b_w d = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times(4000)\times(d) = 2738.6d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{352.3}{8} = 44.0$$



Fig(4-14): Combined Footing.

Vu = (P_{net}) (one way shear area)

= (44.0)(2)(0.785-d) =69.0-88d.

2738.6d = 69.0-88d

d = 0.24m

Select h= 70 cm so d = 60 cm

At d= 60cm Vu= 44.0Ton.

Vc= 58.9 Ton > Vu= 44.0Ton..….OK

4-6-7-1 Depth determination by check of punching:

Pu max = 352.3 Ton

The value of h taken from one way shear h=30 wasn't satisfied for two way shear then

Select h = 70cm

d = 70 - 8 - 1 - 1 = 60cm

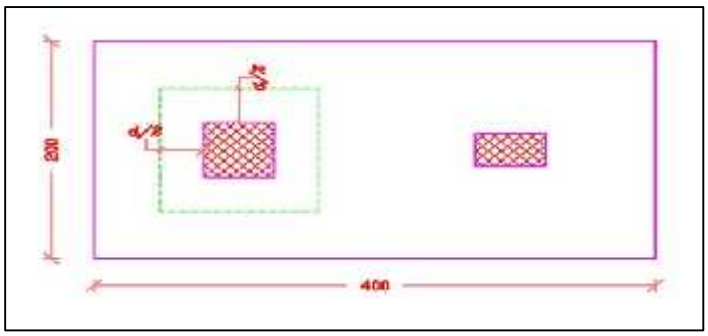
$b_o \equiv$ Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$b_o = 452\text{cm}$

$Bc \equiv$ *proportion of column* dim*ensions*

Bc = 60/25= 2.4.

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



Fig(4-15):Two way shear critical section for Combined Footing

The punching shear strength is the smallest of:

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

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

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d = 347.8 \text{ Ton}\ldots\ldots\text{control.}$$

Where:

$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$

$V_{u_{critical}} = V_u - \pm_{allow.} A_{critical}$

=352.8 – 45 (1.13*1.13) = 295.4Ton.

Vc=348. Ton > Vc=295.4 Ton……., the depth we select is OK

4-6-7-2 Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis : -

$M_{Rx} = \sum Mx$= 352.3 * 0.965 – 0.965 *98.5 = 245 Ton.m.

M_{Ry} =0

$Ix = \frac{2 \times 4^3}{12} = 10.67 m^4$

σ =(Pu/A) + (My.x/Iy) + (Mx.y/Ix)

= (450.5 /8)+(245*1.035 / 10.67) = 80.1 Ton/m².

σ 1 = σ 2 = 80.1 Ton/m².

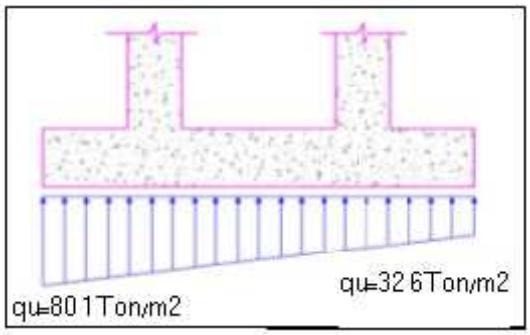
σ =(Pu/A) + (My.x/Iy) + (Mx.y/Ix)

= (450.5 /8)-(245*1.035 / 10.67) =32.6 Ton/m².

σ 3= σ 4 = 32.6 Ton/m².

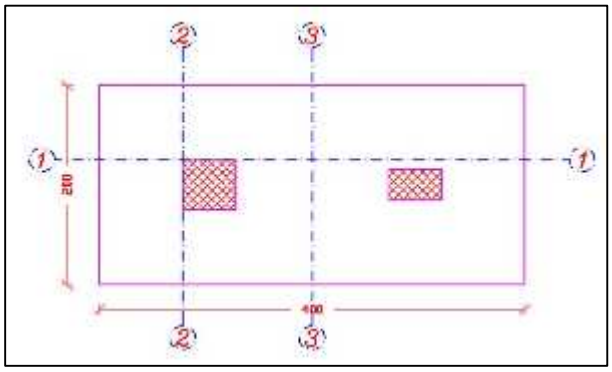
σ max = 80.1 Ton/m² < 1.3*1.4 σ all=82.0 Ton/m².

the assumption is correct.



Fig(4-16): Bearing Pressure Diagram.

4-6-7-3 Moment calculation and the required sections for design:



Fig(4-17): Required sections for design

Moment around X-axis at Section(1-1):

$M_{(1-1)}$ = 80.1*0.75*0.75/2 *4 =90.1 Ton.m.

Moment around Y-axis at Section(2-2):

(80.1-32.6)/4 = (C-32.69)/3.215 → C = 70.89 Ton/m².

M(2-2) =(70.89 *(0.785)²/2 *2) +(0.5 (80.1-70.89)*0.785²*2*2/3)

= 46.8 Ton/m.

Moment around Y-axis at Section(3-3):

To find the zero shear:

(80.1-32.6)/4 = (C-32.6)/X→ C=11.8X+32.6.

$\sum F_{Ry}$= 0 → 98.9 = 0.5(C- 32.6)*X*2 –(32.6*X*2)

By solving the equation

» X= 1.15m.

» C= 46.2 Ton/m².

0.5(46.2-32.6)*1.15*1.15/3 *2 =5.9 Ton.m.

No top reinforcement is required.

4-6-7-4 Design of reinforcement for M(1-1) :

- Design of reinforcement For M(1-1):
- Mu =90.1 Ton.m.
- Mn= Mu/Ø =90.1 / 0.9 = 100.1Ton.m.
- M= 400/(0.85*30) = 15.7.
- Rn=1.2 MPa.
- $\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$
- = 0.0031.
- As req =0.0031*200*63 = 39.1cm².

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

= 43.13 cm²< 44.1 cm².

As =1.3 *44.1 = 53.7 cm² ≥ 44.1 cm².

As min = 44.1 cm²…….control.

$\Rightarrow$ the number of bars of $\Phi 18 = 18$

$\Rightarrow$ The distance between bars center to center

= (400 - 10)/18 = 21.7 cm.....use 1 bar every 20 cm

$\Rightarrow$ *select* $\Phi 18/20cm$ (*center – center*).....*bottom* reinforcement

4-6-7-5 Design of reinforcement For M(2-2):

Mu=46.8 Ton.m.

Mn= 52.0 Ton.m.

m=15.7.

Rn= 15.7 /40 (63)² =0.10

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

= 0.0003.

As= 0.0003*400*63=7.6 cm².

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$= 86.3 < 88.2 cm^2.$

1.3 As req $=10.1 cm^2 < 88.3 cm^2$ ……..control.

$\Rightarrow$ the number of bars of $\Phi 18 = 11$

$\Rightarrow$ The distance between bars center to center

$= (200 - 10)/11 = 15$ cm.....use 1 bar every 15 cm

$\Rightarrow$ *select* $\Phi 18/15cm$ (*center – center*).....*bottom r*einforcement

The following table (4-2)show the design reinforcement for the footing used:

# of Footing	Column No.	Footing Dimension			Reinforcement	
		Width (cm)	Length (cm)	Height (cm)	No. of Bars	Diameter (mm)
F1	C1,C2	200	200	50	14	16
F2	C3	165	165	60	9	16
F3	C4,C7	220	220	60	14	16
F4	C5	330	330	120	25	16
F5	C6	320	320	120	22	16
F6	C2,3,C4,7	200	400	70	18,11	18

Table (4-2): Design of footings.

4-7 Design of Strip Footing:-

4-7-1 Load calculations:-

-Slab Weight (D.L) = 2.5*0.2*5.9*3.0 = 8.85 Ton.

-Slab Weight (D.L)/m of the wall = 8.85 / {(2*5.9) + (2*3)} = 0.5 Ton/m.

-Live Load acting on the Slab = 0.2*5.9*3 = 3.54 Ton.

-Live Load acting on the Slab/m of the wall = 3.54 / {(2*5.9) + (2*3)}

= 0.2Ton/m.

-Total (D.L) of the Wall = Wall Height * (W) * (γc).

= (32.5)* 0.2 * 2.5 = 16.25 Ton/m.

-Weight of concrete footing = b * h * γc

= 0.8 * 0.5 * 2.5

= 1.0 Ton / m.

-Stair Reaction (D.L) = 0.885*(2.5/2) = 1.1 Ton/m.

-Stair Reaction (L.L) = 0.2*(2.5/2) = 0.25 Ton/m.

-Total (D.L) = 1.1+ 16.25+ 1.0 = 18.4 Ton/m.

-Total (L.L) = 0.2+.25=0.45 Ton/m.

-Total service load (qs) = 0.45 + 18.4 = 18.9 Ton/m.

-Pu = (1.2*18.4) + (1.6*0.45) = 22.8 Ton/m.

4-7-2 Design of footing width:-

Allowable bearing capacity (B.C) = 45 Ton/m².

Width of footing = $\frac{qs}{B.C} = \frac{18.9}{45}$ = 0.4m.

So, select <u>75 cm</u>, Width of the Strip Footing.

-Determination of the Contact pressure:-

$$P_{net} = \frac{P_u}{width} = \frac{22.8}{0.75} = 30.4 Ton/m \le (1.4*45) = 63 .....OK.$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (100) \times (d) = 68.5d$$

Vu = (Pnet)*{($\frac{w-bw}{2}$) –d}

Vu = 30.4* {($\frac{0.75-0.2}{2}$)-d} = {8.4 -30.4d} Ton.

$\Phi V_c = V_u$

68.5*d =8.4 – 30.4d.

d = 0.085 m

Assume Φ 14 for main Reinforcement.

Select h= 40 cm.

So, d = 40-4-0.7 = 35.3cm>d_{min} =6 cm)……..…OK.

4-7-3 Design of Reinforcement:-

Mu = (Pnet)*(1)*($\frac{b-bw}{2}$)*($\frac{b-bw}{4}$)

Mu = (Pnet)*1*($\frac{0.75-0.2}{2}$)*($\frac{0.75-0.2}{4}$)

= 30.4* 0.193 = 0.59 Ton.m/m.

$Mn = \frac{Mu_{req}}{\Phi} = \frac{0.59}{0.9}$ = 0.66 Ton .m/m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85*30} = 15.7$

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

Rn = $\frac{0.66*10^5}{100*(16.2)^2}$ = 2.5 Kg / cm².

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$).

ρ = 0.0066.

As_{req} = ρ * b * d = 0.0066*100 *16.2= 10.7 cm²..

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{30}}{4(400)}(100)(8.4) \geq \frac{1.4}{400}(100)(8.4)$

As_{min} =5.6<5.7 cm²

So, As $_{min}$ =5.7 cm².

use As $_{req}$ = 10.7cm².

As $_{req}$ > shrinkage and temperature Reinforcement.

1.7 < (0.0018*100*25) =4.5 cm.

So, use As =10.7cm²/m.

Use Φ 14 / 15 cm.

As $_{provided}$ = (100 / 20)*1.54 = 10.9 cm².

As $_{provided}$ > As $_{required}$.

-Check of yielding:-

T= As * Fy =9.24*4.0=36.9 Ton.

T = C.

-a= C/(0.85*fc'*b$_E$)=36.9/(0.85*30*100)= 0.89 cm.

-β = 0.85.

-x =a/ β = 0.89/0.85 =1.1cm.

εs =(d-x)/x *(0.003) =(16.2– 1.1)*0.003/1.1 = 0.02 .

0.3> 0.005…….OK.

-Development length of main Reinforcement:-

$ld = \frac{12\,fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥$ …… (ACI-318-12.2.2).

$= \frac{12 * 400 * 1.4}{25\sqrt{30}} * 1 * 1 * 1 = 49.1cm.$

Available embedment = ((75 – 20) / 2) – 8 =9.5 cm.

19.5< 49.1……..Not OK.

Use 90 deg Hook

-In the other direction (Long direction).

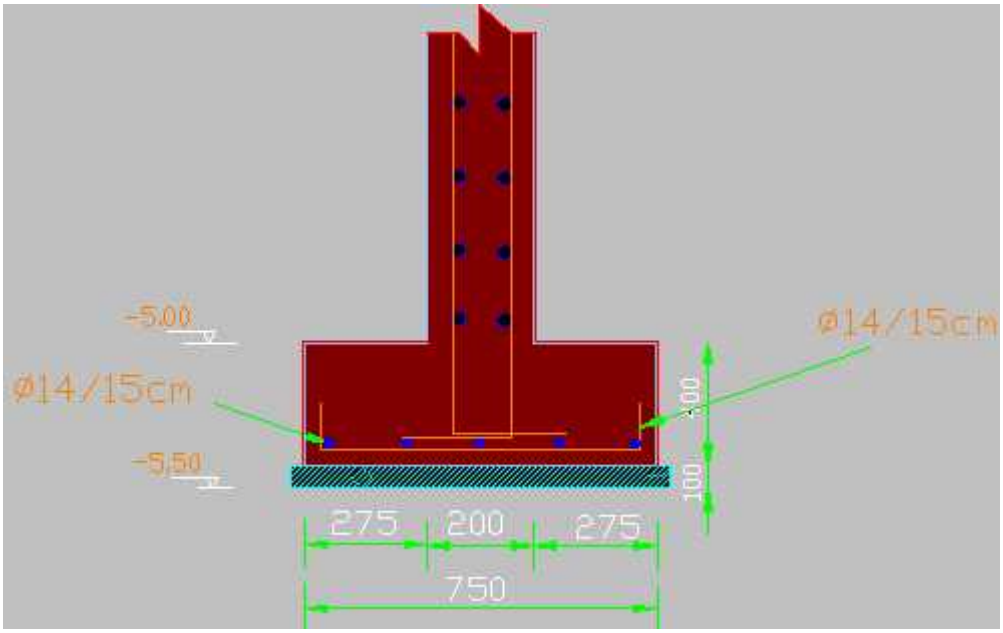
Provide Shrinkage and Temperature.

As = ρ * b * h

= 0.0018 * 0.75* 25.

= 3.35 cm².

Use Φ14@15 cm……..As $_{provided}$ =4.6 cm².



Fig(4-18): Reinforcement of Strip Footing.

4-7-4 Design of Dowels-

Pu $_{for\ one\ meter\ strip}$ = 22.8 Ton.

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

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.3)(100 * 20) = 357.0 Ton$

Since $\Phi Pn = 357.0 ton > Pu = 22.8 Ton$.

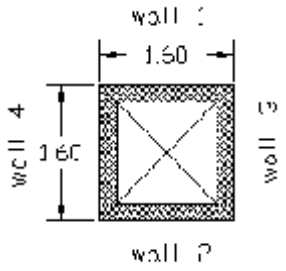
Dowels are not required, but we will use the minimum reinforcement of dowels.

As = 0.005*100*20 = 10 cm².

Use Φ12/25 cm. (At both faces of the wall).

4-8 Design of Mat footing under Elevator:

4-8-1 Load calculation :



Fig(4-١٩): Mat foundation plan

Dead Loads of Wall (1) per meter = H × (W) × γc

= 34.6× 0.2 × 25 =173 KN / m.

Dead Loads of slab = 50.6 KN/$m^{2.}$

live Loads of slab = 22 KN/m^2

Factored load = q_u = (1.2D + 1.6L) = 95.92 KN/m^2

⇨ q_u = 95.92 KN

factored Load of wall (1) 173 KN

Total Factored Loads = 95.92+173 = 268.92 KN.

P_{Ru} = 268.92× (4*1.6) = 1721.1 KN.

$$A_{Req.} = \frac{\text{Total Factored Load}}{1.4\times \text{Allowable Bearing Pressure}}$$

A =1721.1/(1.4*500) = 2.45 m^2

Use A = 2.5 × 2.5 m,

☞A = 2.5×2.5 = 6.25 m^2 > $A_{Req.}$=2.2 m^2

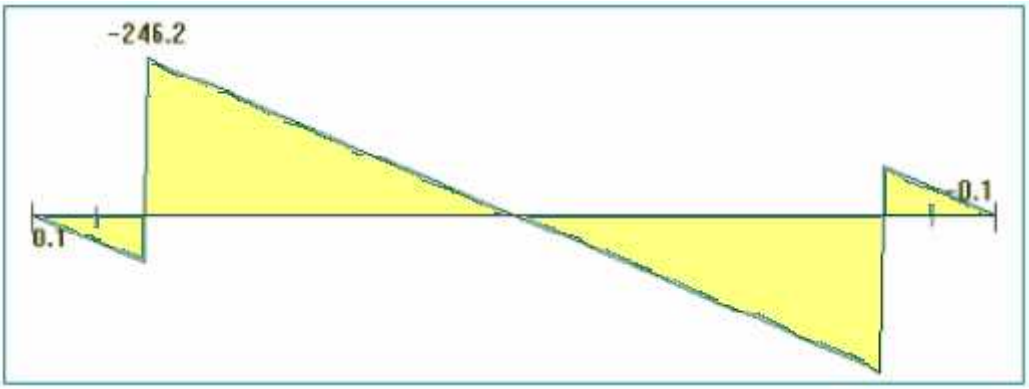
4-8-2 Design in X- Direction

σ_1 = (2*268.92/2.5) = 215 KN/ m^2.

☞ σ_1 = 215 KN/ m^2 < 1.4×B.C = 490 KN/ m^2

☞OK

From Atir software, the shear Envelope is as shown in the figure(4-20):



Fig(4-20): Shear of Mat Footing Under the Elevator.

4-8-2-1 Estimation of footing depth:

Vu = 246.2 KN.

$$\Phi \times V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} \times b_w \times d \;=\; 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1000 \times d = 684.65d$$

Let Vu = Φ Vc.

×1000 = 684.65 d

⇨ d = 22 cm

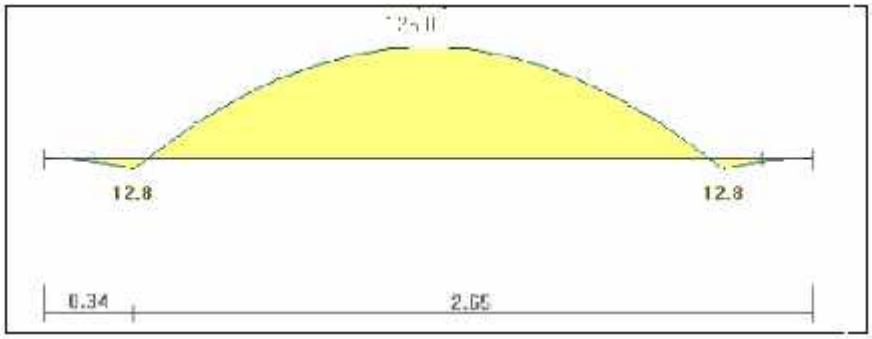
*A*ssume Φ16 for main reinforcement.

h= 22+8+ 6 + 1 = 37 cm.

select h=120 cm

4-8-2-2 Design of reinforcement:

-By using Atir software, the moment envelope of this section is as the following figure(4-21):



Fig(4-21): Moment envelope of Mat .

1- Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in X direction).

Mu = 12.8 KN.m / meter strip, (At the Face of Support).

$Mn = Mu / 0.9 = 14.22$ KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{14.22 * 10^6}{1000 * 220^2} = 0.29 N/mm^2.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.60$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.29}{400}}\right) = 0.00073 .$$

$As_{req.} = 0.0007*100*22 = 1.61\ cm^2$

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

$$\Rightarrow \quad A s_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(220) \geq \frac{1.4}{400}(1000)(220)$$

$A s_{min} = 6.74\ cm^2 \geq 7.70\ cm^2$

$A s_{min} = 7.70\ cm^2$

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 1.61 = 2.10\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

As= 0.0018* h *b

$\Rightarrow$ As = 5.4 cm^2

Use Ø16/25 cm "For Bottom Reinforcement" $S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\ cm$

Select S=25 cm

$$\Rightarrow As = \frac{1.13}{20} \times 100 = 5.65\ cm^2 > As_{req} = 5.4\ cm^2$$

2-Design of negative moment :-

Top reinforcement (in X direction).

Mu = 129 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

Mn = Mu / 0.9 = 143.33 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{143.33*10^6}{1000*220^2} = 2.96 N/mm^2.$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.60$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*2.96}{400}}\right) = 0.008 \quad .$$

As $_{req.}$ = .008*100*22 = 17.6 cm^2

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

$$\Rightarrow As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(220) \geq \frac{1.4}{400}(1000)(220)$$

As_{min}= 6.74 cm^2 $\geq$ 7.70 cm^2

⇨ As = 17.6 cm^2

Use Ø12/15 '' For Top Reinforcement ''

Select S=15 cm

4-8-3 Design in Y- Direction.

1- Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in Y- direction).

Mu = 12.8 KN.m / meter strip, (At the Face of Support).

Mn = *Mu* / 0.9 = 14.22 KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14.22*10^6}{1000*220^2} = 0.29 N/mm^2.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.60$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.29}{400}}\right) = 0.00073 \quad .$$

$As_{req.}$ = 0.0007*100*22 = 1.61 cm^2

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

$$\Rightarrow A s_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(220) \geq \frac{1.4}{400}(1000)(220)$$

$A s_{\min}$= 6.74 cm^2 ≥ 7.70 cm^2

$A s_{\min}$ = 7.70 cm^2

$1.3As_{req.} = 1.3 \times 1.61 = 2.10\ cm^2$

As For shrinkage and Temperature:

As= 0.0018* h *b

⇨ As = 5.4 cm^2

Use Ø16/25 "For Bottom Reinforcement" $S = \frac{1.13}{5.4} \times 100 = 20.9\ cm$

Select S=15 cm

2-Design of negative moment :

Top reinforcement (in Y- direction).

Mu = 129 KN.m per meter strip "At the Face of Support "

Mn = *Mu* / 0.9 = 143.33 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{143.33 * 10^6}{1000 * 220^2} = 2.96 N/mm^2.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.60$$

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

$$= \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \quad 19.6 * 2.96}{400}} \right) = 0.0080 \quad .$$

As $_{req.}$ = .008*100*22 = 17.6 cm^2

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

$$\Rightarrow A s_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (1000)(220) \geq \frac{1.4}{400} (1000)(220)$$

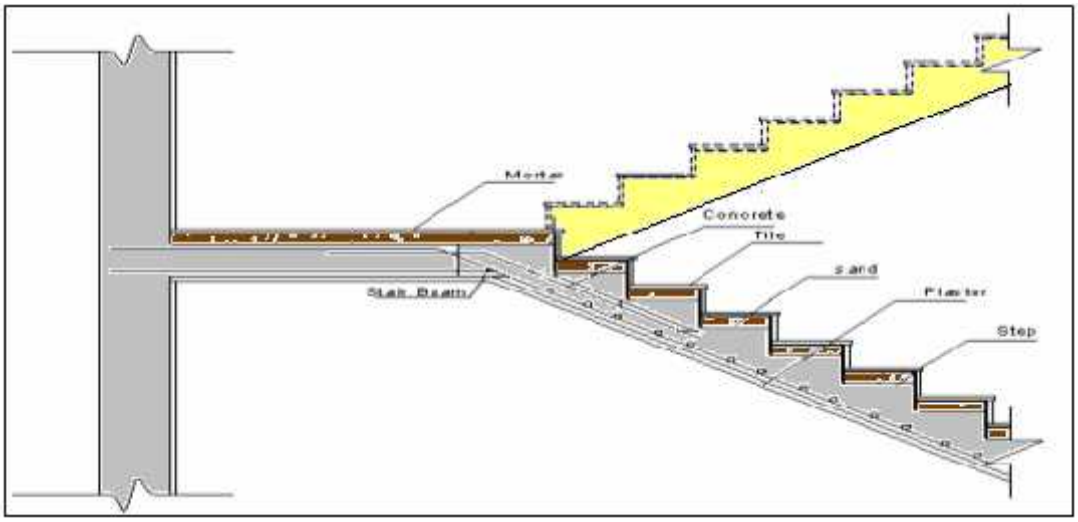
$A s_{min}$= 6.74 cm^2 ≥ 7.70 cm^2

⇨ As = 17.6 cm^2

Ø12/15 '' For Top Reinforcement ''

Select S=15 cm

4-9 Design of Stairs:



Fig(4-22): Section in Stair.

4-9-1 Determination of Slab Thickness for stairs #1:-

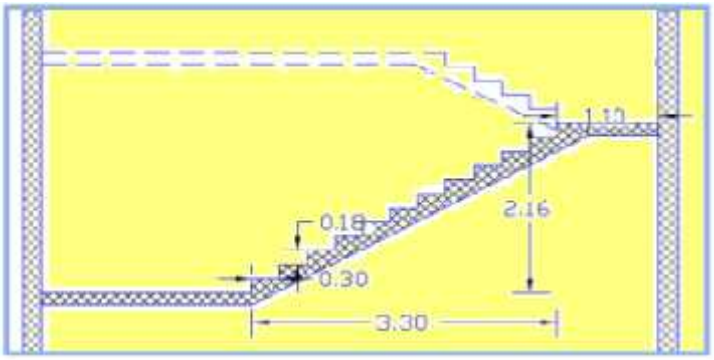
⇒ **Use h = 15 cm**

⇒ **Use Vertical for Stairs = 18 cm.**

⇒ **Use Width of Stairs = 30 cm.**

$\theta = \tan^{-1}(h / W) = \tan^{-1}(18/30) = 30.96.$

Cos θ =0.86



Fig(4-23): Cross section of main stairs.

4-9-2 Load calculation:-

- Vertical Tiles = 0.03*2.2*(0.18/0.30) = 0.0396Ton/m.
- Horizontal Tiles = 0.05*2.2*(0.18/0.30) = 0.0528Ton/m.
- Vertical mortar = 0.02*2.5*(0.18/0.30) = 0.03 Ton/m.
- Horizontal mortar = 0.02*2.5 = 0.05Ton/m.
- Plaster = (0.02*2.2)/(Cos 30.96) = 0.037 Ton/m.
- Steps= (0.18/2)*2.5= 0.225Ton/m.
- Slab= (0.15 *2.5)/(Cos 30.96) = 0.321 Ton/m .
- Total dead load = 0.0396+ 0.0528+0.03 + 0.05+0.037 +0.225+0.321
  = 0.76 Ton/m.

-Live load:-

-Live load for stairs = 5 KN/m = 0.5 Ton/m.

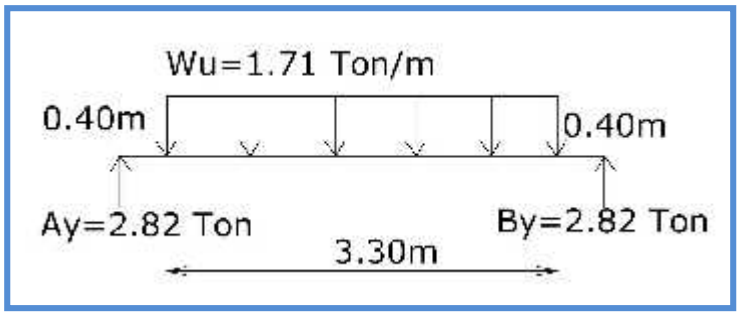
-Ultimate live load = 0.5 Ton/m.

-Factored Load:-

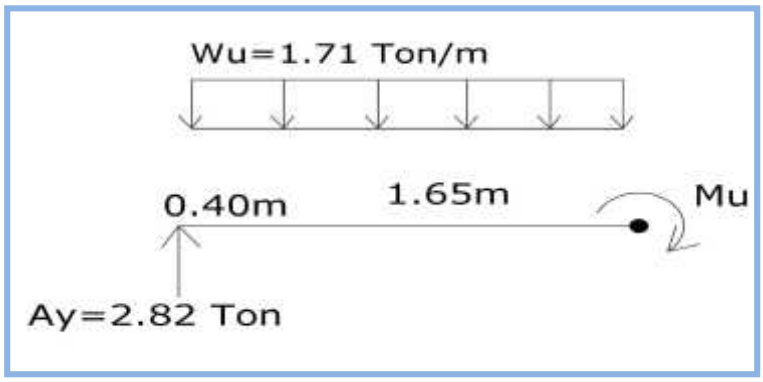
- Wu =1.2*0.76 + 1.6*0.5 =1.71 Ton/m.

4-9-3 Design of Bending:-

Ay = By = (1.71*3.30)/2 =2.82 Ton



Fig(4-24): Analysis of Stairs.



Fig(4-25): Calculating the moment in stair.

Mu = 1.71*(1.65*1.65/2) – (2.82*(0.4+1.65)) = 3.451 Ton.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement:-

So, d = 15-2-0.7 = 12.3 cm.

Mu = 3.451 Ton.m

Mn = 3.451/0.9 = 3.83 Ton.m

m = fy/(0.85*fc) = 400/(0.85*25) =18.82

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.83(10)^5}{(100)(12.3)^2} = 25.31\ Kg/cm^2$$

$\rho_{req} = 1/m(1-(1-2*m*Rn/fy)^{1/2})$

$\rho = 0.007$

$As_{req} = 0.007(100)(12.3) = 8.61\ cm^2/m$

Use Φ14 @ 15cm

$(100/15)*1.53 = 10.2\ cm^2$.

$As_{provided} > As_{req}$ ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 10.2 \times 4.0 = 40.8 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{40.8}{0.85 \times 0.25 \times 100} = 1.92 \quad cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.92}{0.85} = 2.25 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.3 - 2.25}{2.25} \times .003 = .013.$$

$\rightarrow 0.013 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK.$

-Development length of the bars:-

$$ld = \frac{12\, fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI\text{-}318\text{-}12.2.2).$$

$$= \frac{12 * 400 * 1.2}{25\sqrt{25}} * 1 * 1 * 1 = 46.08 cm.$$

Take Ld= 50 cm.

-In the other direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

As = ρ *b*h

= 0.0018*(100)*(15)

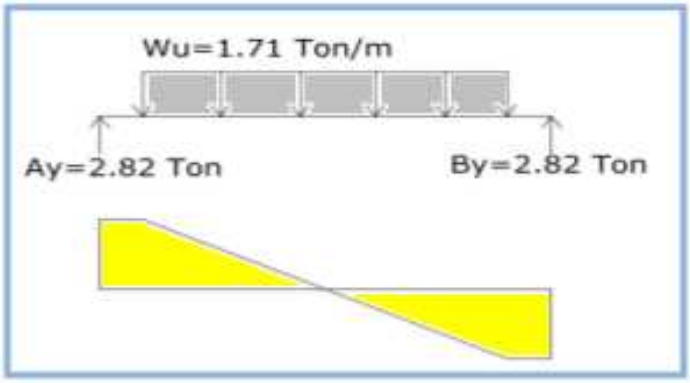
= 2.7 cm²

Use Φ8 @ 15 cm.

4-9-4 Design of Shear:-

The following figure shows the shear Envelope of the stair.

See figure (4-26).



Fig(4-26): Shear Envelope of stairs.

Vu = 2.82 Ton.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{25} * 100 * 12.3}{6}\left(\frac{10}{1000}\right) = 7.7Ton$$

Vu = 2.82 Ton $<$ 0.5* $ØVc$ = 0.5* 7.7 = 3.85 Ton.

According to category (1)

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

$\Rightarrow$ *No shear Reinforcement is required. So the Depth of the stair is……. OK.*

4-9-5 Design of landing (#1):-

*We Will Design it as one way solid slab***.**

-Load calculations:-

-Dl of Tiles = 0.03*2.2 = 0.066 Ton/m.

-Dl of mortar = 0.02*2.2 = 0.044 Ton/m.

-Dl of slab = 0.2*2.5 = 0.5 Ton/m.

-Dl of plaster = 0.02*2.2 = 0.044 Ton/m.

-Total dead load = 0.066 + 0.044 + 0.5 + 0.044 = 0.654 Ton/m.

-Live load on the landing = 0.5 Ton/m

-Reaction *(factored)* of the stair on the landing = 2.82 Ton/m.

-Factored Total load/m. = Factored (D.L) + Factored (L.L) + Reaction of the satir = (1.2*0.654) + (1.6*0.5) + 2.82 = 0.78 + 0. 8+2.82 = 4.4 Ton/m.

Mu = Wu *L^2 /8=4.4*2.8^2/8= 4.3 Ton.m

Mn_{req} = Mu / 0.9 = 4.3 / 0.9 = 4.78 Ton.m.

Assume Ø 14 for Main Reinforcement:-

d = 20-2-0.7 = 17.3 cm.

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

$$R_n = \frac{4.78*10^5}{100*17.3^2} = 16 kg/cm^2.$$

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

$$\circ_{req} = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*18.82*16}{4000}}\right) = 0.00416$$

As $_{req}$ = 0.00416*100*17.3 = 7.2 cm^2**.**

$\Rightarrow$ Use Φ 14 @ 15 cm. like the Stairs

(100 / 15)*1.53= 10.2 cm² > 7.2 …….*OK.*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 10.2 \times 4.0 = 40.8 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{40.8}{0.85 \times 0.25 \times 100} = 1.92 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.92}{0.85} = 2.25 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{17.3 - 2.25}{2.25} \times .003 = 0.02$$

$$\rightarrow 0.02 > 0.005 \text{ .... } OK.$$

In the other Direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

As = ρ *b*h

= 0.0018*(100)*(20)

= 3.6 cm².

Use Φ8 @ 15 cm.

-Design of shear:

Vu = 2.7 Ton.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{25} * 100 * 17.3}{6}\left(\frac{10}{1000}\right) = 10.81 Ton$$

Vu = 2.7 Ton $<$ 0.5* *ØVc* = 0.5*10.81= 5.40 Ton.

-According to category (1)

$V_u \le (0.5\Phi V_c)$

No shear Reinforcement is required¤so the Depth of the Landing is …....OK

4-9-6-1 Design of Secondary Stair:

Determination of Slab Thickness for stairs #2:

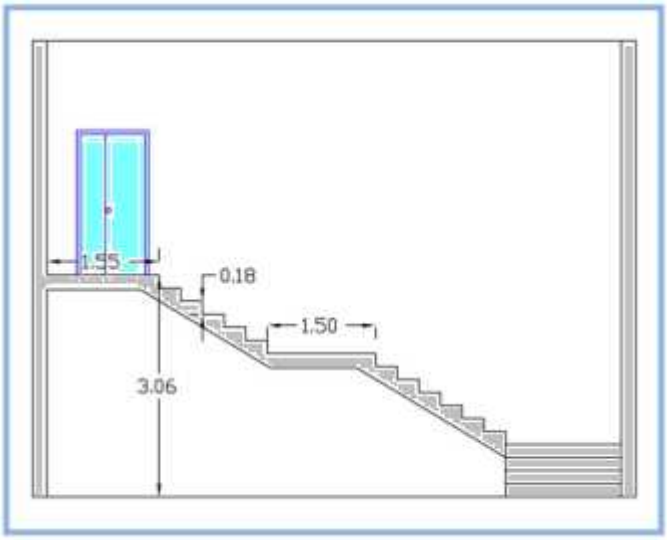
⇒ Use h = 30 cm

⇒ Use Vertical for Stairs = 18 cm.

⇒ Use Width of Stairs = 30 cm.

θ = $\tan^{-1}$(h / W) = $\tan^{-1}$(18/30)= 30.96.

Cos θ =0.86



Fig(4-27): Cross section of Secondary Stairs.

4-9-6-2 Load calculation:-

- Vertical Tiles = 0.03*2.2*(0.18/0.30) = 0.0396Ton/m.
- Horizontal Tiles = 0.0ٕ*2.2*(0.18/0.30) = 0.0528Ton/m.
- Vertical mortar = 0.02*2.5*(0.18/0.30) = 0.03 Ton/m.
- Horizontal mortar = 0.02*2.5 = 0.05Ton/m.
- Plaster = (0.02*2.2)/(Cos 30.96) = 0.037 Ton/m.
- Steps= (0.18/2)*2.5= 0.225Ton/m.
- Slab= (0.3 *2.5)/(Cos 30.96) = 0.9 Ton/m.
- Total dead load = 0.0396+ 0.0528+0.03 + 0.05+0.037 +0.225+0.9
  = 1.33 Ton/m.

-Live load:-

-Live load for stairs = 5 KN/m = 0.5 Ton/m.

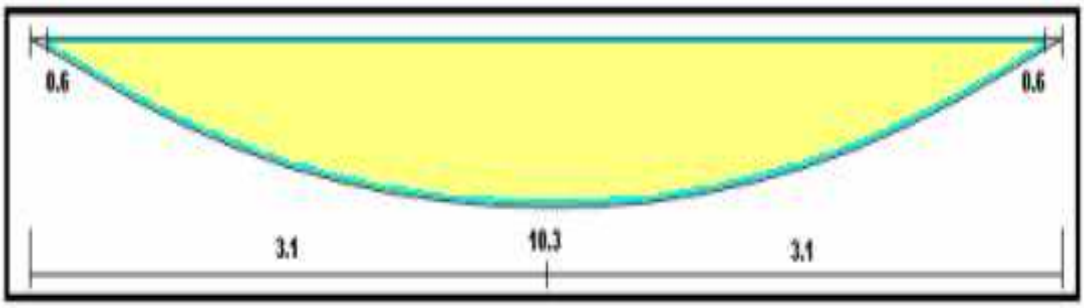
-Ultimate live load = 0.5 Ton/m.

-Factored Load:-

- Wu =1.2*1.33 + 1.6*0.5 =2.4 Ton/m.

4-9-6-3 Design of Bending:

By using Atir Soft ware, Mu&Vu as follow:



Fig(4-28): Moment envelope of Secondery Stairs.

Mu =10.3 Ton.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement:-

So, d = 30-2-0.7 = 27.3 cm.

Mu = 10.3 Ton.m

Mn = 10.3/0.9 = 11.44 Ton.m

m = fy/(0.85*fc) = 400/(0.85*25) =18.82

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.44(10)^5}{(100)(27.3)^2} = 15.3\,Kg/cm^2$$

° $_{req}$ = 1/m(1-(1-2*m*Rn/fy)$^{1/2}$)

° = 0.004

As$_{req}$ = 0.004(100)(27.3) = 10.8 cm^2 /m

Use Φ14 @ 10cm

(100 /10)*1.54 = 15.4 cm².

As $_{provided}$ > As $_{req}$ ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 15.4 \times 4.0 = 61.6 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{61.6}{0.85 \times 0.25 \times 100} = 2.9 \quad cm$$

= 0.85

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.9}{0.85} = 3.4 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{27.3-3.4}{3.4} \times 0.003 = 0.02.$$

$\rightarrow$ 0.02 > 0.005 .... *OK* .

-Development length of the bars:-

$$ld = \frac{12\,fy * db}{25\sqrt{fc'}} *\sim * \quad *¥ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI\text{-}318\text{-}12.2.2).$$

$$= \frac{12*400*1.2}{25\sqrt{25}} *1*1*1 = 46.08 cm.$$

Take Ld= 50 cm.

-In the other direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

As = ρ *b*h

= 0.0018*(100)*(30)

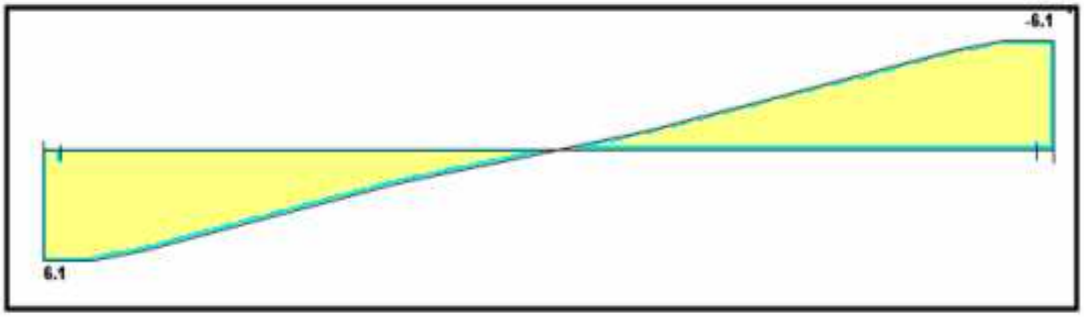
= 5.4 cm²

Use Φ8 @ 15 cm.

4-9-6-4 Design of Shear:-

The following figure shows the shear Envelope of the stair.

See figure (4-29):



Fig(4-29): Shear envelope of stairs.

Vu = 6.1 Ton.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{25} * 100 * 27.3}{6}\left(\frac{10}{1000}\right) = 17.06 Ton$$

Vu = 6.1 Ton $<$ 0.5* Ø*Vc* = 0.5* 7.8 = 8.53 Ton.

According to category (1)

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

$\Rightarrow$ *No shear Reinforcement is required. So the Depth of the stair is…….. OK.*

Assume the reinforcement of landing is the same reinforcement of stairs slab

So, we **use Φ14 @ 10cm for main reinforcement & use Φ8 @ 15 cm for secondary reinforcement.**

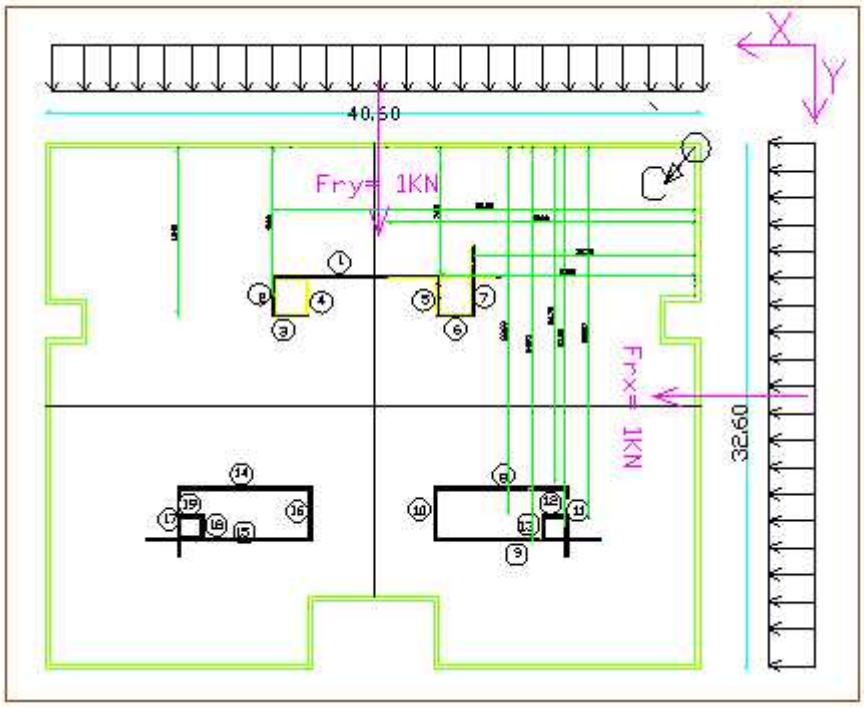
4-10 Design of Shear wall:

Shear wall is very important structural part of the building, since it enable the structure to resist horizontal forces which may appear as a result of wind load or earthquakes.

4-10-1 Detrmination the location of Area Centroid:

At the first, it must be assume a uniform shape for the building in order to make the analysis of the structure as easy as possible.

See figure (4-30).



Fig(4-30): The location of area Centroid.

Since the shape of the building is rectangle, So the Centroid of area of the building is located at $\overline{X}$ = a / 2 = 40.6 / 2 = 20.30m.

$\overline{Y}$ = b / 2 = 32.6 / 2 = 16.30m.

4-10-2 Detrmination the location of Shear Centroid:

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix} .$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy} .$$

- For (SW1).

$$I_X = \frac{b * h^3}{12} = \frac{14.06 * 0.2^3}{12} = 0 .$$

X= 19.18m. *(From the point C to the center of the wall).*

Ix*X = 0.0*19.18 = 0 (Negligible).

$$Iy = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.2 * 14.06^3}{12} = 46.30 m^4 .$$

Y= 7.91 m.

Iy*Y =7.91*46.3 =366.23.

See the table below (Table (4-3)).

Wall	Ix{m^4}	X{m}	Ix*X{m^5}	Iy{m^4}	Y{m}	Iy*Y{m^5}
SW1	0	19.18	0	46.3	7.91	366.23
SW2	0.154	26.21	4.0	0	9.22	0
SW3	0	25.11	0	0.18	10.42	1.90
SW4	0.154	24.2	3.73	0	9.22	0
SW5	0.154	16.05	2.5	0	9.22	0
SW6	0	14.90	0	0.2	10.42	2.10
SW7	1.1	13.75	15.10	0	9.22	0
SW8	0	12.0	0	9.6	20.76	199.30
SW9	0	12.0	0	17.2	24.35	418.8
SW10	0.43	16.25	7.0	0	22.68	0
SW11	0.41	7.94	3.30	0	23.55	0
SW12	0	8.74	0	0.03	22.95	0.70
SW13	0.03	9.34	0.30	0	23.55	0

SW14	0	27.95	0	9.60	20.76	199.30
SW15	0	27.95	0	17.2	24.35	418.80
SW16	0.43	23.8	10.23	0	22.68	0
SW17	0.41	32.01	13.1	0	23.55	0
SW18	0.03	30.72	0.92	0	23.55	0
SW19	0	31.27	0	0.03	22.95	0.70
$\sum$	3.30		59.82	100.34		1607.8

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix} = \frac{59.82}{3.30} = 18.13m \ .$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy} = \frac{1607.8}{100.34} = 16.03m \ .$$

$e_x = \left| \overline{X}_{\text{(shear wall)}} - \overline{X}_{\text{(building)}} \right| = \left| 18.13 - 20.3 \right| = 2.17$ m.

$e_y = \left| \overline{Y}_{\text{(shear wall)}} - \overline{Y}_{\text{(building)}} \right| = \left| 16.03 - 16.30 \right| = 0.27$ m.

4-10-3 Percentage of load due to each Shear wall

So, Influence of *MT (Torsion Moment)* or the Rotation must be considered.

-Two parts of load on every shear wall will be considered.

1- Part of translation due to FRx & FRy.

$$Qxi = \frac{FRx * Iyi}{\sum Iy} \ .$$

$$Qyi = \frac{FRy * Ixi}{\sum Ix} \ .$$

2- Part of Rotation:-

-Due to $M_{xm} \Rightarrow$ qx.

$$Qxi = \frac{(-Mxm * Iy * y^{x}m)}{Iw} \ .$$

$$Qyi = \frac{(Mxm * Ix * X^{x}m)}{Iw} \ .$$

-Due to $M_{ym} \Rightarrow$ qy.

$$Qxi = \frac{(-Mym * Iy * y^{x}m)}{Iw}.$$

$$Qyi = \frac{(Mym * Ix * x^{x}m)}{Iw}$$

$$Iw = \sum(Iy * y^{x2}m) + \sum(Ix * x^{x2}m).$$

-For SW1:-

Ix = 0

$x^{x}m$= -2.59m.*(Distance from the Centroid of the wall to the Centroid of shear).*

$Ix * x^{x}m = 0$*-2.59 = 0

$Ix * x^{x2}m = 0$.

Iy =46.30 m^4.

$y^{x}m$= -8.37 m.*(Distance from the Centroid of the wall to the Centroid of shear).*

$Iy * y^{x}m$ = 46.3*-8.37 = -387.5 m^5.

$Iy * y^{x2}m$ = -387.5*-8.37 = 3243.6 m^6.

See the table below (Table (4-4)).

Wall	Ix {m^4}	$x^{x}m$ {m}	Ix* $x^{x}m$ {m^5}	Ix* $x^{x2}m$ {m^6}	Iy {m^4}	$y^{x}m$ {m}	Iy* $y^{x}m$ {m^5}	Iy* $y^{x2}m$ {m^6}
SW1	0	-2.59	0	0	46.3	-8.37	-387.5	3243.6
SW2	0.154	3.92	0.604	2.37	0	7.05	0	0
SW3	0	3.02	0	0	0.18	-5.85	-1.10	6.20
SW4	0.154	2.11	0.33	0.69	0	-7.05	0	0
SW5	0.154	-6.24	-0.96	6.00	0	-7.10	0	0
SW6	0	-7.20	0	0	0.20	-6.05	-1.2	7.32
SW7	1.10	-8.14	-8.95	72.89	0	-7.10	0	0
SW8	0	-9.99	0	0	9.60	4.73	45.40	214.8
SW9	0	-10.9	0	0	17.20	8.05	138.5	1114.6

SW10	0.43	-6.04	-2.6	15.7	0	6.38	0	0
SW11	0.41	-14.2	-5.80	82.1	0	6.38	0	0
SW12	0	-13.35	0	0	0.03	6.65	0.20	1.33
SW13	0.03	-12.75	0.38	4.90	0	7.25	0	0
SW14	0	5.86	0	0	9.60	4.70	45.10	212.10
SW15	0	5.97	0	0	17.20	8.05	138.5	1114.6
SW16	0.43	1.91	0.82	1.6	0	6.38	0	0
SW17	0.41	9.92	4.10	40.35	0	6.38	0	0
SW18	0.03	8.64	0.26	2.24	0	7.25	0	0
SW19	0	9.23	0	0	0.03	6.65	0.2	1.33
$\sum$	3.30			288.84	100.34			5915.88

$Iw = \sum(Iy * y^{x2}m) + \sum(Ix * x^{x2}m) = 5915.88 + 288.84 = 6204.7m^6.$

-Torques due to qx :-

Mxm = FRx*ey $\Rightarrow$ Mxm = 1(KN)*-0.27 = -0.27KN.m.

-Torques due to qy :-

Mym = FRy*ex $\Rightarrow$ Mym = 1(KN)*-2.17 = -2.17 KN.m.

-Part of load for each shear wall:-

1-Load in X- Direction :-

FRx = 1KN , Mxm = -0.27KN.m.

-Translation part: - for (SW1).

Iy = 46.3m^4.

FRx = 1KN.

FRx*Iy = 1*46.3 = 46.3 KN.m^4.

$\sum Iy = 100.34m^4$.

$$\frac{FRx * Iy}{\sum Iy} = \frac{46.3}{100.34} = 0.4614KN.$$

-See the following table (Translation part table) (Table 4-5).

Wall	Iy $\{m^4\}$	$\frac{FRx * Iy}{\sum Iy}$ (KN)
SW1	46.3	0.4614
SW2	0	0
SW3	0.18	0.0018
SW4	0	0
SW5	0	0
SW6	0.20	0.002
SW7	0	0
SW8	9.60	0.0957
SW9	17.20	0.1714
SW10	0	0
SW11	0	0
SW12	0.03	0.003
SW13	0	0
SW14	9.60	0.0957
SW15	17.20	0.1714
SW16	0	0
SW17	0	0
SW18	0	0
SW19	0.03	0.0003
$\sum$	100.34	1.0

-Rotational part:-

-Rotational part due to M_{xm} due to qx:-

Part of rotation *Qx* & *Qy* due to *MT*:-

***Mym* = -0.27 KN.m**

$Iw = 6204.7 m^6$.

$$\frac{My}{Iw} = \frac{0.27}{6204.7} = 0$$

Wall	Ix {m^4}	X^xm {m}	$Qxi=\frac{(-Mxm^* Ix^* x^x m)}{Iw}$
SW1	0	-2.59	0
SW2	0.154	3.92	-0.0001
SW3	0	3.02	0
SW4	0.154	2.11	-0.0001
SW5	0.154	-6.24	-0.0001
SW6	0	-7.20	0
SW7	1.10	-8.14	0.0004
SW8	0	-9.99	0
SW9	0	-10.9	0.0002
SW10	0.43	-6.04	0
SW11	0.41	-14.2	0
SW12	0	-13.35	0
SW13	0.03	-12.75	0
SW14	0	5.86	0
SW15	0	5.97	0
SW16	0.43	1.91	0
SW17	0.41	9.92	-0.0002
SW18	0.03	8.64	-0.0001
SW19	0	9.23	0
$\sum$	3.30		0

2-Load in Y- Direction:-

***FRy = 1KN, Mym* = -2.17 KN.m**.

-Translation part: - for (SW1).

Ix = 0

FRx = 1KN.

FRx*Iy = 1*0 = 0

$\sum Ix = 3.3m^4$.

$$\frac{FRy * Ix}{\sum Ix} = \frac{0}{3.3} = 0$$

-See the following table (Translation part table) (Table4-6).

Wall	Ix {m^4}	$\frac{FRy * Ix}{\sum Ix}$ (KN)
SW1	0	0
SW2	0.154	0.0467
SW3	0	0
SW4	0.154	0.0467
SW5	0.154	0.0467
SW6	0	0
SW7	1.10	0.333
SW8	0	0
SW9	0	0
SW10	0.43	0.1303
SW11	0.41	0.1240
SW12	0	0
SW13	0.03	0.009
SW14	0	0
SW15	0	0
SW16	0.43	0
SW17	0.41	0.1303
SW18	0.03	0.1242
SW19	0	0.0091
$\sum$	3.30	1.0

-Rotational part due to My_m due to qy:-

Part of rotation *Qx* & *Qy* due to *MT*:-

***Mym* = -2.17**KN.m.

$Iw = 100.34m^6$.

$$\frac{My}{Iw} = \frac{-2.17}{6204.7} = 0.00035\frac{KN}{m^5}.$$

See table (4-7) below that represent the Rotational part in X-direction:

Wall	Iy $\{m^4\}$	$y^x m$ $\{m\}$	$Qxi = \frac{(-Mym * Iy * y^x m)}{Iw}$
SW1	46.3	-8.37	0.1310
SW2	0	7.05	0
SW3	0.18	-5.85	0
SW4	0	-7.05	0
SW5	0	-7.10	0
SW6	0.20	-6.05	0
SW7	0	-7.10	0
SW8	9.60	4.73	-0.0159
SW9	17.20	8.05	-0.0484
SW10	0	6.38	0
SW11	0	6.38	0
SW12	0.03	6.65	0
SW13	0	7.25	0
SW14	9.60	4.70	-0.0158
SW15	17.20	8.05	-0.04903
SW16	0	6.38	0
SW17	0	6.38	0
SW18	0	7.25	0
SW19	0.03	6.65	0
$\sum$	100.34		0

See table (4-8) below that represent the rotational part in Y-direction:-

$$\frac{My}{Iw} = \frac{-2.17}{6204.7} = 0.00035 \frac{KN}{m^5}.$$

Wall	Ix {m^4}	X^xm {m}	$Qxi=\frac{(-Mxm * Ix * x^x m)}{Iw}$
SW1	0	-2.59	0
SW2	0.154	3.92	-0.0001
SW3	0	3.02	0
SW4	0.154	2.11	-0.0001
SW5	0.154	-6.24	-0.0001
SW6	0	-7.20	0
SW7	1.10	-8.14	0.0004
SW8	0	-9.99	0
SW9	0	-10.9	0.0002
SW10	0.43	-6.04	0
SW11	0.41	-14.2	0
SW12	0	-13.35	0
SW13	0.03	-12.75	0
SW14	0	5.86	0
SW15	0	5.97	0
SW16	0.43	1.91	0
SW17	0.41	9.92	-0.0002
SW18	0.03	8.64	-0.0001
SW19	0	9.23	0
$\sum$	3.30		0

-Part of each wall due to (qy):

The load in y-direction:-

$$QyT = \overleftarrow{Qy}_{(part\ \ of\ \ translation)} + \overleftarrow{Qy}_{(part\ \ of\ \ Rotation)}$$

QyT ($_{SW1)}$ = 0.1265 + 0 +0 = 0.1265KN.

QyT ($_{SW2)}$ = 0 + -0.0001 + 0.0467 = 0.0466 KN.

QyT ($_{SW3)}$ = 0.0004 + 0 + 0 =0.0004 KN.

QyT ($_{SW4)}$ = 0 - 0.0001 +0.0467 = 0.0466 KN.

QyT ($_{SW5)}$ = 0- 0.0001 + 0.0467 = 0.0466 KN.

$QyT_{(SW6)}$ =.0.0004+0+0 = 0.0004KN.

$QyT_{(SW7)}$ =0.004 + 0.333+ 0 = 0.337 KN

$QyT_{(SW8)}$ = -0.0157 + 0 +0 = -0.0157 KN.

$QyT_{(SW9)}$ = -0.0474 + 0 + 0 = -0.0474 KN.

$QyT_{(SW10)}$ = 0 + 0.0002 + 0.1302 = 0.1304 KN.

$QyT_{(SW11)}$ = 0 + 0 +0.1240 = 0.1240KN.

$QyT_{(SW12)}$ = 0 + 0 + 0.0006 = 0.0006 KN.

$QyT_{(SW13)}$ = 0 + 0.0090 + 0 = 0.0090 KN.

$QyT_{(SW14)}$ = 0 - 0.01573 + 0 = -0.01573 KN.

$QyT_{(SW15)}$ = 0 + 0 - 0.0490 = -0.0490 KN.

$QyT_{(SW16)}$ = 0 + 0 + 0.00003 =0.00003 KN.

$QyT_{(SW17)}$ = 0 - 0.0002 + 0.1302 = 0.1300 KN.

$QyT_{(SW18)}$ = 0 - 0.0001 + 0.1241 = 0.1240KN.

$QyT_{(SW19)}$ = 0 + 0 + 0.0090 = 0.0090 KN.

$$\sum_{i=1}^{17} QyT(Swi) = 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK.$$

From Chapter three the Earthquake load is as the following formula.

= (0.134)* W……..……. *(U.B.C-30-4).*

4-10-4 Calculation of Floors Weight:-

1.Walls area:

0.3*(2*32.6 + 40.6 + 16.5*2 + 7.5*2 + 20.3*2 + 1.9*4 + 2.52*2 + 2*4 +4*2) +

124.24 + 100 + 25 + 45 + 96 = 590.24 Ton

W1= 590.24*0.3*2.5 = 472192 Ton

2.Slab:

16.55*32.6*2 + 12.3*7.77 = 1174.631

W2= 1174.631*0.3*2.5 = 940 Ton

3.Wall:

2*32.6 + 40.6 + 16.5*2 + 7.5*2 + 20.3*2 + 2*4 + 2.5*2 + 2*4 +2*4

= 67.02

W3= 67.02*0.3*2.5 = 502.65 Ton

4.Basement = 67.02*4*2.5 = 670.2 Ton

***5.Columns**:*
(12*0.25*0.3) + (14*0.25*0.35) + (2*0.60*0.60) + (3*0.25*0.60) +(0.25*0.50*6) + (0.2*0.6*5) = 10.05
W5= 10.05*3*2.5 = 75.34 Ton

Total weight of structure: = 1518.025*10 = 15180.25 Ton

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

$T = 0.02*(30.62)^{3/4} = 0.26$ second

4-10-5 Calculation of shear force on "shear walls" :

From Uniform Building Code 1997(UBC):

$$V = \frac{I*C_V}{R*T}W \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 1$$

V_1= (0.45*1)/(5.5*0.26)*151.80 = 4777 Ton
V2= 2.5*Ca*I/R*W…….……..2

V_2= 2277 Ton

V3= 0.11*Ca*I*W……3

V_3= 551.04 Ton

V_2= 2277 Ton…….....control.

$F_T = 0.07*V*T$

$F_T = 0.07*0.26*2277$

F_T= 41.4 Ton

$F_{basement}$ =((2277-41.4)*6742.2/2662226.7) = 57.5 Ton

F_1 = ((2277-41.4)*4645.2/2662226.7) = 39.0 Ton.

F2=78.0 Ton.

F3=117.0 Ton.

F4=156.0 Ton.

F5=195.0 Ton.

F6=234.0 Ton.

F7=226.7 Ton.

F8=32.0 Ton.

F9=351.1 Ton.

F10=390.1 Ton.

- Load Calculation of Wall (SW9).

Part of load for wall (Sw9), due to**(qy)** = 0.196.

Load of Wall (SW9):-

F_{x1} = 57.5 *0.0196 = 1.13 Ton. *at basement Floor*.

F_{x2} = 39.0 *0.0196 = 0.764 Ton .*at Ground Floo*r.

F_{x3} = 78.0 *0.0196 = 1.53 Ton. *at the First floor*.

F_{x4} = 117.0 *0.0196 = 2.293 Ton..

F_{x5} = 156.0 *0.0196 = 3.058 Ton.

F_{x6} = 195 *0.0196 = 3.822 Ton..

F_{x7} = 234.0 *0.0196 = 4.586 Ton..

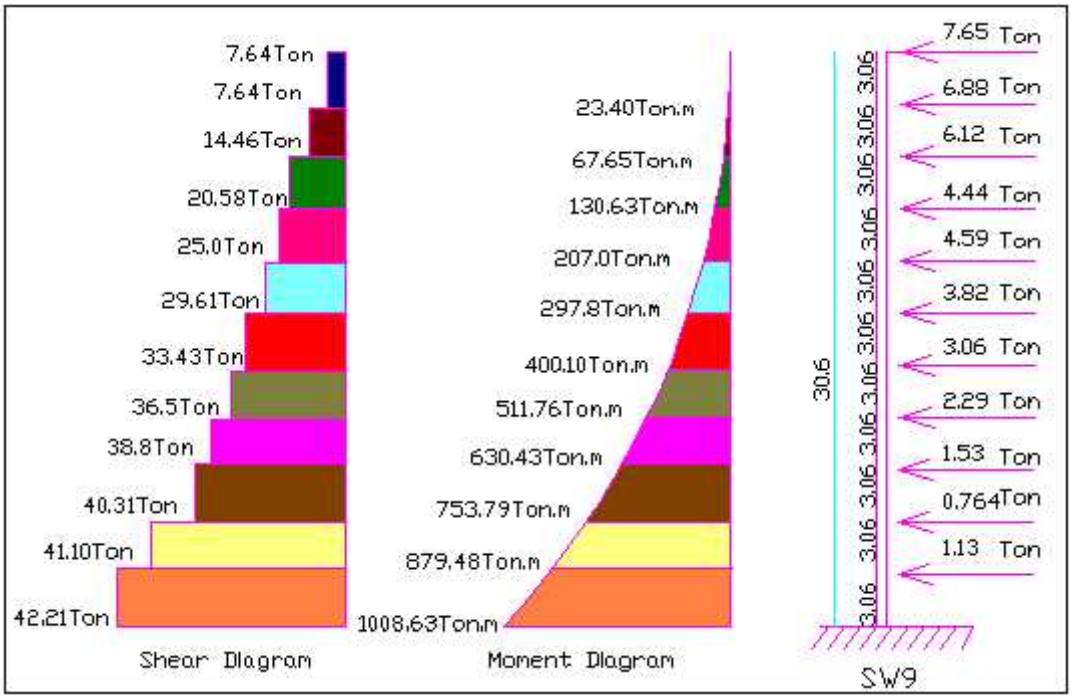
F_{x8} = 226.7 *0.0196 = 4.443 Ton..

F_{x9} = 312.10 *0.0196 = 6.117 Ton..

F_{x10} = 351.10 *0.0196 = 6.882Ton.

F_{x11} = 390.10 *0.0196 = 7.646 Ton.

See figure (4-31) represent shear and moment diagram.



Fig(4-31): Shear&Moment diagram.

4-10-6 Design of Reinforcement:-

-Internal Forces:-

Max Mu = 1008.63 Ton.m.

Max Vu = 42.2Ton.

Pu (Weight of the shear wall) = 1.2*10.11*0.2*25.15*2.5 = 182.3 Ton.

1- Design in plain Concrete:-

$\phi Vn \geq Vu$ ……..….. *(ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).*

$\phi Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{fc'} * b * h$ ……..…..…. *(ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).*

Where b = LW $\Rightarrow$ *(Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).*

$\phi Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{24} * 10110 * 200 = 60.5 Ton \geq (Vu = 42.2 Ton)$.

So,No shear Reinforcement Required.

Assume Φ16 for shear Reinforcement.

$S_{req} = \frac{\phi * Av * fy * d}{\phi Vsreq} = \frac{0.75 * 2 * 50.27 * 400 * 8088}{487.13 * 10^3} = 169.9$ mm = 16.99 cm.

Select, S = 15 cm.

So, use Φ16 @ 15cm.

$-S_{used} <$ Lw/5…… *(ACI-318-11.10.9.3).*

-15 < (1011/5 =202 cm)…….……*OK.*

$-S_{used} < 3*h$ ……..... *(ACI-318-11.10.9.3).*

-15 < (3*20 = 60cm) ……*OK.*

$-S_{used} <$ 50cm……..... *(ACI-318-11.10.9.3).*

- **<u>15</u>** < 50cm…….....*O.K.*

$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s} \min = 0.0025 * h)$.....$(ACI - 318 - 11.8.4)$

$\frac{2 * 0.503}{30} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.0335 cm \geq 0.05 cm$.....*NotO.K.*

So, Use Horizontal Reinforcement = Φ16@15cm.

2-Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\rho h - 0.0025) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{(ACI-318-11.10.9.4).}$$

ρh = Horizontal reinforcement ratio.

$$\rho h = \frac{(2 * (0.503) * \frac{100}{20})}{100 * 20} = 2.515 * 10^{-3}.$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{20}{1011})(2.515 * 10^{-3} - 0.0025) = 0.00253.$$

As $_{req}$ = 0.00253*100*20 = 5.04 cm^2. (*For Both Faces*).

Use Φ10@30.....As $_{provided}$ = 5.23 cm^2 > As $_{req}$ ……..OK.

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s} \min = 0.0025 * h).....(ACI - 318 - 11.8.4).$$

$$\frac{2 * 0.785}{30} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.0523cm \geq 0.05cm.....O.K.$$

- Design of Moment:-

-Design as heavy loaded shear wall.

So, the Vertical reinforcement of (Φ16@15), will be considered.

As(v) = 2*2.01*(1011/15) = 27.1 cm^2 = 2710 mm^2.

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * 0.85 * 24 * 10110 * 200}{2710 * 400})} = 0.03..$$

*M1 = Φ*0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw)* .

*M1 = 0.9*0.5*2710*400*10110*(1-0.03)* = 425.42 Ton.m.

Mn = Mu / 0.9 =1008.63/0.9 = 112.0Ton.m.

M2 = Mn-M1 =1120 -425.42 = 694.6 Ton.m.

$$As_{boundary} = \frac{M2}{fy * (Lw - Cw)}.$$

Let Cw = 40 cm.

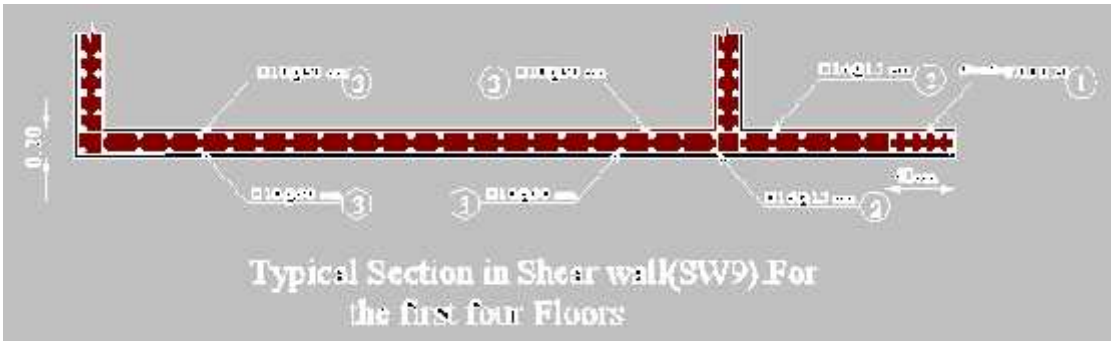
$$As_{boundary} = \frac{694.6 * 10^5}{400 * (10110 - 400)} = 17.88 cm^2 .$$ *(This Reinforcement is for M2)*

$As_{boundary\ Total} = As_{boundary} + As_{min} = 17.88 + 12.06 = 29.9\ cm^2$.

Use (10Φ20). *(This Reinforcement must be provided in the boundary region).*

Use *10 Φ* 20 ……As $_{provided}$ =31.4 cm^2 > 29.9 cm^2……*O.K.*

Note: - This reinforcement will be applied for (SW9) just for the first three Floors.



Fig(4-31): Section in Shear wall.

4-10 Design of Well:-

4-10-1 Loads Calculation:-

Since the well located above the ground, the water pressure effect will be considered, which is calculated as the following:

-dimension of well= (15.85*4.70*2.50)m.

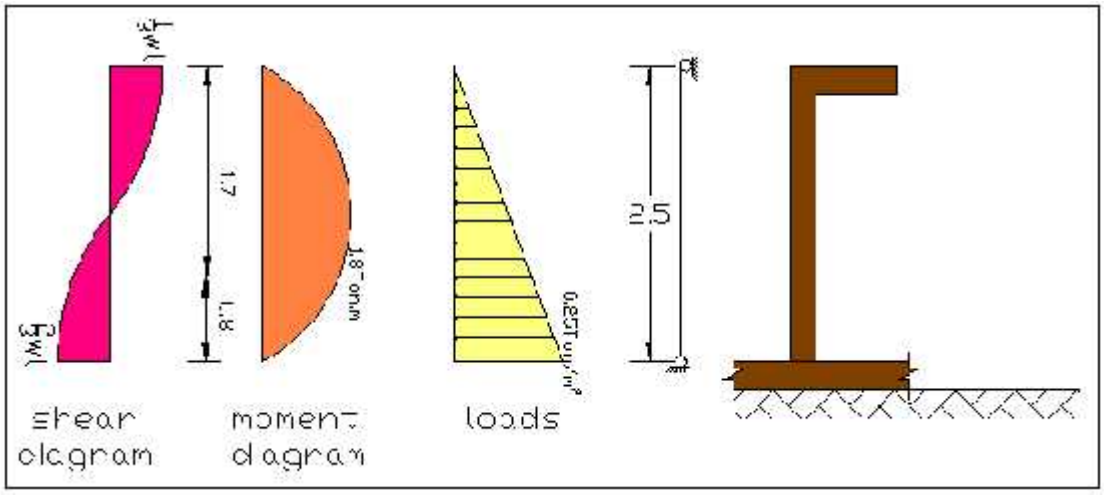
-H= 2.50 m *(Height of Well).*

-γ_{water} = 1000 Kg/m^3.

-Pressure of the water = γ_{water}*h = 2.5*1 = 2. 5 Ton/m^2.

4-10-2 Determination of Wall Thickness:-

-Determination of wall Thickness must be done According to the most dangerous state of loading



Fig(4-32): Moment and shear diagram of well.

The determination of the Wall Thickness, will be consided as follows:

Use ρ = 0.4 ρb .
Mu = 1.8 Ton.m^2.

$$°b = \frac{0.85\,fc'}{fy} * \quad * \frac{600}{600 + fy} = \frac{0.85 * 24}{400} * 0.85 * \frac{600}{600 + 400}$$

= 0.0261.

$\rho_{desired}$ = 0.4 ρb = 0.010.

use ρ = 0.01.

$$Rn_{\text{ desired}} = ° * fy * (1 - \frac{° * m}{2}) = 0.01 * 400 * (1 - \frac{0.01 * 1.8}{2})$$

=3.96 Mpa.

$$d_{\text{ req}} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} = \sqrt{\frac{2.0 * 100000}{3.96 * 1000}} = 7.1cm.$$

Assume Φ 14 for main Reinforcement.

$h_{\text{ req}}$ = 7.1+0.7+7 =14.8 cm.

select h = 25cm .

Available d = 25-0.7-7= 17.3m.

4-10-3 Design of Reinforcement According to water pressure:-

Mu = 1.8 Ton.m.

Mn_{req} = 2.0 Ton.m

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

$$R_n = \frac{2.0 * 10^5}{100 * 17.3^2} = 6.7 KG/cm^2.$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 6.7}{4000}}\right) = 0.0017.$$

As_{req} = 0.0170*100*17.3 = 2.9 cm^2.

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(17.3) \geq \frac{1.4}{400}(100)(17.3)$$

As_{min} = 5.3 <6.0

As_{min} = 6.0 cm^2.

$As_{req} < As_{min}$…….*OK.*

Use As = 6.0 cm^2.

As_{used} must be > (0.005*b*d = 6.15)…….***Not OK.***

So use As = 6.15 cm^2.

$\Rightarrow$ Use Ø14@20 cm.

$As_{(provided)}$ = (100/20)*1.54 = 7.7 cm^2 > As_{req} ……*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 7.7 \times 4.0 = 30.8 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{30.8}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.51 cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.51}{0.85} = 1.77\, cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{17.3 - 1.77}{1.77} \times .003 = 0.026 .$$

$\rightarrow 0.026 > 0.005$ .... *OK* .

In the other Direction (Horizontal) provide Shrinkage and Temperature Reinforcement.

ρ = 0.0018

As = ρ* b*h.

As = 0.0018*100*25= 3.6 cm^2/m.

$\Rightarrow$ **Use Ø12@20 cm.**

$As_{(provided)}$ = (100/20)*0.78 = 3.93 cm^2/m > As_{req}

الفصل الخامس

5

المخططات الإنشائية للمشروع

المخططات الإنشائية للمشروع

(5-1) المخططات الإنشائية للمشروع

الفصل الخامس

المخططات الإنشائية

يحتوي الملحق B على كامل المخططات الإنشائية للمشروع بكامل تفصيلاتها لكل من العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة والقواعد والجدران الخرسانية والأدراج.

الفصل السادس

الاستنتاجات والتوصيات

الاستنتاجات و التوصيات

(٦-١) **الاستنتاجات.**

(٦-٢) التوصيات.

الفصل السادس

(٦-١) الاستنتاجات:-

١- إن عملية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد . تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي .

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 البرج السكني ليقاوم الزلازل، حيث تم حساب أحمال جدران القص (Shear Wall) باستخدام الكود الأمريكي(UBC).

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

٦- تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها($4.5Kg/cm^2$).

٧- في هذا المشروع أيضا تم استخدام عدة أنواع من القواعد منها :

- قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود(Isolated Footing).
- أساسات مستمرة أسفل الجدران وجسور الربط والبلاطات الأرضية.

٨- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام عدة برامج وهذه البرامج هي :

- برنامج (AutoCAD2008) في تصحيح بعض الأخطاء المعمارية الموجودة في المخططات تحديدا في المساقط والواجهات والقطاعات ، وأيضا الاستعانة بهذا البرنامج في رسم الجسور والأعصاب وتفريد الحديد وتوضيح ذلك على كل عنصر من العناصر الإنشائية التي قمنا بتصميمها .
- برنامج العتير (Atir) في التحليل وفي تصميم أغلب العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة.
- برنامج (Brokon) في تحليل بعض العناصر الإنشائية.

٩- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور.

١٠- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني .

١١- 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 .

(٦-٢) التوصيات:

- يُنصح بتنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل من خلال مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات.
- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- هذا المشروع صمم لعشرة طوابق فقط ،لذلك لايمكن إضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية .
- ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .
إذا اختلفت قوة تحمل التربة عن ($4.5kg/cm^2$) يجب إعادة تصميم الأساسات حسب القيمة الجديدة الناتجة عن الفحوصات المخبرية.

يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة.

بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ إنشائيا ومعماريا.

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-٠٢) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-02).

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

3-Uniform building Code (UBC), (1997).

١- تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.

٢- د- مصطفى سليط، د- محمد احمد عبد الله – "الهندسة المدنية"-ط٢ .

٣- أ- د – عبد الرحمن مجاهد احمد – دليل المهندس الإنشائي لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية.

٧- ربيع الحرستاني – العمارة متعددة الوظائف ط٢ ، دار قابس للطباعة و النشر ، لبنان – بيروت – سوريا- ساحة الغبيري- ١٩٩٢ .

الملاحق

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE[1] FACTOR I_E	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_W
1. Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 2 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_0	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[7]	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[7]	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[4]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[5]	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[6]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[7]	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[5]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[5]	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[5]	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF[5]	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35[7]
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete[8]	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE[1] FACTOR, I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1. Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[4]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

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				

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

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				

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Location	Seismic Zone
Bahrain	
Manama	0
Bangladesh	
Dhaka	3
Brunei	
Bandar Seri Begawan	1
Burma	
Mandalay	3
Rangoon	3
China	
Beijing	4
Changda	3
Guangzhou	2A
Kunming	2A
Qingdao	3
Shanghai	2A
Shenyang	4
Taiwan	
All	4
Tibet	4
Wuhan	2A
Xianggang	2A
Cyprus	
Nicosia	2
India	
Bombay	3
Calcutta	2A
Madras	3
New Delhi	3
Indonesia	
Bandung	4
Jakarta	4
Medan	3
Surabaya	4
Iran	
Isfahan	3
Shiraz	3
Tabriz	4
Tehran	4
Iraq	
Baghdad	2
Basra	1
Israel	
Haifa	2
Jerusalem	2
Tel Aviv	2
Japan	
Fukuoka	3
Hamada AFB	3
Misawa AFB	3
Naha, Okinawa	4
Osaka/Kobe	4
Sapporo	3
Tokyo	4
Wakkanai	3
Yokohama	4
Yokota	4
Jordan	
Amman	2
Korea	
Kimhae	1
Kwangju	1
Pusan	1
Seoul	0
Kuwait	
Kuwait	1

Location	Seismic Zone
Laos	
Vientiane	3
Lebanon	
Beirut	3
Malaysia	
Kuala Lumpur	3
Nepal	
Kathmandu	4
Oman	
Muscat	2A
Pakistan	
Islamabad	4
Karachi	4
Lahore	2A
Peshawar	4
Qatar	
Doha	3
Saudi Arabia	
Al Khobar	3
Dhahran	3
Rabah	2A
Ramco Mission*	3
Riyadh	3
Singapore	
All	3
South Yemen	
Aden City	3
Sri Lanka	
Colombo	3
Syria	
Aleppo	3
Damascus	3
Thailand	
Bangkok	3
Chiang Mai	2A
Songkhla	3
Udon	3
Turkey	
Adana	2A
Ankara	2A
Izmir	4
Istanbul	4
Kmaramrsel	3
United Arab Emirates	
Abu Dhabi	3
Dubai	3
Viet Nam	
Ho Chi Minh (Saigon)	3
Yemen Arab Republic	
Sanaa	3
ATLANTIC OCEAN AREA	
Azores	
All	2A
Bermuda	
All	3
CARIBBEAN SEA	
Bahama Islands	
All	3
Cuba	
All	2A
Dominican Republic	
Santo Domingo	3
French West Indies	
Martinique	3
Grenada	
Saint George	3

Coefficients of Earth pressure

¤	15	17.5	20	22.5	25	27.5	۳۰	۳۲.۵	۳۵	۳۷.۵	40
Ka	**0.59**	**0.54**	**0.49**	**0.45**	**0.41**	**0.37**	**0.33**	**0.30**	**0.27**	**0.24**	**0.22**
Kp	**1.7**	**1.86**	**2.04**	**2.24**	**2.46**	**2.72**	**3.00**	**3.32**	**3.69**	**4.11**	**4.6**
K0	**0.74**	**0.70**	**0.66**	**0.62**	**0.58**	**0.54**	**0.50**	**0.46**	**0.43**	**0.39**	**0.36**