مجلة جامعة تشرين للدراسات والبحوث العلمية - سلسلة العلوم الهندسية المجلد (18) العدد (4) 1996
Tishreen University Journal for Studies and Scientific Research –Engineering Science Series Vol. (18) No (4) 1996

التصميم الأمثل لإطارات الأبنية الخاضعة للتأثيرات الزلزالية النبضية

الدكتور عصام ناصر*

(قبل للنشر في 1996/2/26)

☐ الملخّص ☐

يهدف البحث إلى تعيين الحجم الأمثل لإطارات الأبنية المعرضة للصدمات الزلزالية التي لها نفس ارتفاعات الطوابق وذلك من أجل علاقة محددة لتغير المقاطع العرضانية في الحالة عندما يبلغ الإجهاد الناظمي في الطابق الأكثر إجهاداً قيمته الحدية σ_p.

تمت دراسة هذه الإطارات من خلال النموذج الرياضي لها والذي يمكن تمثيله بقضيب موثوق بالأرض على شكل ظفر محمل بالكتل المركزة والموزعة على ارتفاعه، وقد اكتفينا بدراسة أنماط الاهتزازات الحرة الثلاثة الأولى لها.

تناولت الدراسة كيفية البحث عن قيم الحجوم المثلى لهذه الإطارات وذلك باستعراض بعض قوانين تغير الصلابات التي تصادفنا أكثر من غيرها في التطبيقات الهندسية وهي:

تغير الصلابات بشكل خطي.

تغير الصلابات وفق قطع مكافئ تناظر بالنسبة للطابق الوسطي.

الإطارات التي فيها الطابق الأول مرناً أو صلباً.

وقد توصلنا بمقارنة نتائج الحالات الثلاث لتغير الصلابات إلى أن الحجم الأصغري هو الخاص بالإطارات ذات الصلابات المتناقصة بشكل خطي مع الارتفاع.

* مدرس في قسم الهندسة الإنشائية – كلية الهندسة المدنية – جامعة تشرين – اللاذقية – سورية.

مجلة جامعة تشرين للدراسات والبحوث العلمية – سلسلة العلوم الهندسية المجلد (18) العدد (4) 1996
Tishreen University Journal for Studies and Scientific Research –Engineering Science Series Vol. (18) No (4) 1996

THE OPTIMUM DESIGN OF BUILDINGS FRAMES SUBJECT TO EFFECTS OF EARTHQUAKES PULSES

Dr. Issam NASSER*

❐ ABSTRACT ❐

The purpose of this paper is to determine the optimum volume of buildings frames which gave the same height of storeys and are subject to shocks of earthquake. The study is done for a determinant formula of cross sections which change when the normal stress reaches its maximum value.

These frames were studied through a cantilever bar model fixed to earth, loaded with concentrated masses, distributed per height.

The first-three free vibrations types were studied. The optimum values of volume of frames were studied according to:

- Linear changes of stiffness
- Parabolic changes of stiffness in accordance with the middle storey.
- Frames, in which the first floor is rigid or elastic,

The results of the study have shown that the minimum volume is the one belonging to the frames which have linear decreasing stiffness with height.

* Lecturer at Instructural Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, Tishreen University, Lattakia, Syria.

1- المقدمة:

يقصد بالتصميم الأمثل للمنشآت اختيار عناصرها بحيث تحقق تقنية المردود الاقتصادي عند تأمين شروط المتانة والصلابة والاستقرار التحمل الطويل الأمد وقابلية التكيف مع الوسط وغيرها من المتطلبات الإنشائية.

إن التصميم الأمثل وفق هذا الطرح يتسم بصعوبة بالغة من حيث الصياغة الرياضية وإيجاد الحلول. لذلك في الوقت الحاضر يستعاض عن دراسة هذه المسائل بتحديد الوزن الأصغري أو الكلفة الأصغرية.

توجد عدة معايير للتصميم الأمثل بالنسبة للمنشآت الخاضعة للتأثرات الزلزالية منها تحقيق التوزع المنتظم لثابت ليونة الأساس أو التوزع المنتظم لثابت التبدد أو الحجم الأصغري وغيرها.

في هذا البحث سنعتمد معيار الحجم الأصغري للمنشأ أساساً للتصميم الأمثل عند دراسة الإطارات متعددة الطوابق.

2- التصميم الأمثل لإطارات الأبنية:

سندرس الأبنية الهيكلية التي تقوم أسقفها بحركات انتقالية أثناء الصدمة الزلزالية. في حالة الصدمة الزلزالية يحسب الجهد القاطع Q_K في الطابق K من الصيغة[1]:

$$\begin{gathered} Q_k = v_0 m_k = \frac{2\pi}{T_1} A_k\left(\frac{t}{T_1}\right) \\ A_k\left(\frac{t}{R_1}\right) = \sum_{i=k}^{n}\sum_{r=1}^{q} \eta_{ir} \frac{1}{\Theta_r} e^{-\frac{\alpha\pi}{\Theta_r}\frac{t}{T_1}} \sin\frac{2\pi}{\Theta_r}.\frac{t}{T_1} \end{gathered} \tag{1}$$

حيث:

V_0: سرعة حركة الأساس، M_K: الكتلة المركزة عند مستوى الطابق K.

$\Theta_r \frac{T_r}{T_1}$: النسبة بين دور الاهتزازات الحرة للنمط R وللنمط الأساسي.

η_{IR}: ثابت مميز لنمط الاهتزازات الحرة R.

α: ثابت التخامد، Q: عدد أنماط الاهتزازات المدروسة.

T: الزمن.

عزم الانعطاف M_K في الطابق K يساوي:

$$M_k = Q_k \frac{H_k}{2} \tag{2}$$

H_K: ارتفاع الطابق K.

قيم ترددات وبالتالي أدوار الاهتزازات تحسب من علاقة التردد التي من أجل نسبة الصلابات التالية $f_k = \frac{a_k}{a_1}$ لها الشكل (A_K: صلابة الطابق K، A_1: صلابة الطابق الأول).

$$\begin{vmatrix} \left(1+f_2-\frac{m_1\omega^2}{a_1}\right) & f_2 & 0 & 0 & 0 \\ -f_2 & \left(f_2+f_3-\frac{m_2\omega^2}{a_1}\right) & -f_3 & 0 & 0 \\ \cdots\cdots & \cdots\cdots & \cdots\cdots & \cdots\cdots & \cdots\cdots \\ 0 & 0 & f_{n-1} & \left(f_{n-1}+f_n-\frac{m_n\omega^2}{a_1}\right) & -f_n \\ 0 & 0 & 0 & -f_n & \left(f_n-\frac{m_n\omega^2}{a_1}\right) \end{vmatrix} = 0 \quad (3)$$

ω: تردد الاهتزازات الحرة.

أما الثابت η_{IR} فيعين من العلاقة العامة[2]:

$$\eta_{ir} = C_{ir}\frac{\sum_{k=1}^{n} C_{ik} m_m}{\sum_{k=1}^{n} C_{ik}^2 m_k} \quad (4)$$

C_{IR}: قيم انتقالات الطابق I في حالة الاهتزازات الحرة المحددة بالنمط R. وهي تحسب من جملة المعادلات التي سيتم التوصل إليها لاحقاً.

يؤخذ النموذج الرياضي الديناميكي للبناء الهيكلي على شكل جملة عدد ذات محدود من درجات الحرية حيث تعطى معادلات الاهتزازات الحرة لهذه الجمل بالشكل:

$$y_i + \sum_{k=1}^{n} \delta_{ik} m_k y_k'' = 0 \quad (5)$$

Y_I و y_i'' : انتقال وتسارع الكتلة I.

M_I: الكتلة المركزة عند مستوى الطابق I.

δ_{IK}: انتقال النقطة I الناجم عن تأثير القوة الواحدية المؤثرة في النقطة K.

بفرض أن الإطار المدروس موثوق بالأرض وبفرض أن صلابة الجوائز أكبر بعدة مرات من صلابة الأعمدة يمكن كتابة العلاقة (5) بالصيغة التالية:

$$m_i y_i'' + a_i(y_i - y_{i-1}) - a_{i+1}(y_{i+1} - y_i) = 0 \qquad i = 1,2,\ldots,n \quad (6)$$

A: صلابة الطابق.حل جملة المعادلات التفاضلية (6) هو من الشكل:

$$y_i = C_1 \sin(\omega t + \varphi) \quad (7)$$

في هذه العلاقة: ω: تردد الاهتزازات الحرة و φ: الطور الابتدائي للاهتزاز.

نأخذ المشتق الثاني لهذه العلاقة بالنسبة للزمن T فنجد:

$$y_i'' = -\omega C_1 \sin(\omega t + \varphi)$$

بتعويض قيمة Y_I و y_i'' في العلاقة (6) وبعد الاختصار على SIN(ωT+φ) ينتج:

$$-m_i\omega^2 Ci + a_i(C_i - C_{i-1}) - a_{i+1}(C_{i+1} - C_i) = 0 \qquad i = 1,2,\dots,n$$

$$i = 1,\ \ -m_i\omega^2 Ci + a_i(C_1 - C_0) - a_2(C_2 - C_1) = 0$$

أو بالشكل:

$$\left(1 + \frac{a_2}{a_1} - \frac{m_1\omega^2}{a_1}\right)C_1 - \frac{a_2}{a_1}C_2 = 0$$

بمراعاة أن $f_k = \dfrac{a_k}{a_1}$ نكتب:

$$\left(1 + f_2 - \frac{m_1\omega^2}{a_1}\right)C_1 - f_2 C_2 = 0$$

وهكذا بأخذ القيم I = 2,3,…,N نحصل على جملة المعادلات التالية التي يتم من خلالها حساب قيم C_{IR}.

$$\left(1 + f_2 - \frac{m_1\omega^2}{a_1}\right)C_1 - f_2 C_2 = 0$$

$$-f_2 C_1 + \left(f_2 + f_3 - \frac{m_2\omega^2}{a_1}\right)C_2 - f_3 C_3 = 0$$

$$\dots\dots \quad \dots\dots \quad \dots\dots \quad \dots\dots \quad \dots\dots \quad \dots\dots \quad \dots\dots \qquad (8)$$

$$-f_{n-1}C_{n-2} + \left(f_{n-1} + f_n - \frac{m_{n-1}\omega^2}{a_1}\right)C_{n-1} - f_n C_n = 0$$

$$-f_n C_{n-1} + \left(f_n - \frac{m_n\omega^2}{a_1}\right)C_n = 0$$

سنعين حجم الإطار المستوي من أجل تغير المقاطع العرضانية مع ارتفاع البناء وفق علاقة كيفية في الحالة عندما يبلغ الإجهاد الناظمي الأكثر إجهاداً قيمته الحدية σ_P.

يتم تعيين الحجم الأصغري لإطار من العلاقة:

$$V = \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{k} F_{ij}^{(S)} Hi + \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{k-1} F_{ij}^{(r)} Lj$$

حيث:

$F_{ij}^{(s)} = b_{ij}^{(s)} h_{ij}^{(s)}$: مساحة المقطع العرضي للعمود J العائد للطابق I.

$F_{ij}^{(r)} = b_{ij}^{(r)} h_{ij}^{(r)}$: مساحة المقطع العرضي للجائز J من الطابق I.

B_{IJ},H_{IJ}: ارتفاع وعرض المقطع العرضي.

H_I: ارتفاع الطابق I، L_J: طول الفتحة J.

N: عدد الطوابق، K: عدد أعمدة الطابق.

نعتبر أن الأبنية الهيكلية المدروسة ذات كتل مركزة متساوية القيمة $m_1 = m_2 = ... = m$. ولها نفس ارتفاع الطوابق $H_1 = H_2 = ... = H$ حيث للسهولة سنقوم بحساب عمود واحد له نفس ارتفاع البناء المدروس ونفترض أن عرض هذا العمود واحد عند كافة الطوابق أي أن:

$$b_1 = b_2 = ... = b_n = b$$

الإجهاد الناظمي الأعظمي $\sigma_{K\,MAX}$ في الطابق K يحسب الاستناد إلى [1] من الصيغة:

$$\sigma_{k.\max} = \frac{Q_k H}{2W_k} = v_0 \frac{m}{M_k}\frac{2\pi}{T_1}\frac{H}{2}A_k\left(\frac{t}{T_1}\right)_{\max,} \qquad k = 1,2,...,n \qquad (9)$$

هنا W_K: عزم المقاومة على الانعطاف

إذا أخذنا بعين الاعتبار أن:

$$\frac{2\pi}{T_1} = \omega_1 = \sqrt{\frac{a_1}{m}\lambda_1} \qquad (10)$$

حيث ω_1: تردد الاهتزازات الحرة، λ_1: الجذر الأول للمعاملة (3)، T_1: دور الاهتزازات، ينتج:

$$\sigma_{k.\max} = \frac{v_0}{W_k}\sqrt{a_1 m \lambda_1}\frac{H}{2}A_k\left(\frac{t}{T_1}\right)_{\max,} \qquad k = 1,2,...,n$$

النسبة بين الإجهاد الناظمي الأعظمي للطابق K وللطابق الأول هي:

$$\frac{\sigma_{k,\max}}{\sigma_{l,\max}} = \frac{A_k\left(\frac{t}{T_1}\right)_{\max}}{A_l\left(\frac{t}{T_1}\right)_{\max}.\left(\sqrt[3]{f_k}\right)^2} \qquad (11)$$

بمقارنة العلاقات (11) يمكن تعيين موقع الطابق J الأكثر إجهاداً. من شرط مساواة الإجهاد $\sigma_{K\,MAX}$ قيمته الحدية σ_P نحسب مساحة المقطع العرضي المطلوبة F_J للطابق J أي أن:

$$F_j = \frac{v_0^2 Em}{H\sigma_p^2}\left(\frac{9\lambda_1 A_{j,\max}^2}{f_j}\right) \qquad (12)$$

حيث:

$$a_1 = 12\sum_{i=1}^{s}\frac{EI_i}{H^3}, \quad W_k = \frac{bh^2}{6}, \quad F_j = bh$$

E: معامل المرونة، I_I: عزم عطالة العمود I، S: عدد الأعمدة، H: ارتفاع الطابق،

H: ارتفاع المقطع العرضي.

مساحات المقاطع العرضانية لبقية الطوابق تحسب من علاقة تغير الصلابات للجملة والتي تعطى مسبقاً:

$$F_i = F_j\sqrt[3]{f_i / f_j} \qquad i = 1,2,...,n$$

وبالتالي علاقة الحجم هي: $V_i = V_j \sqrt[3]{f_i / f_j}$

من العلاقة (12) نجد أن حجم العمود في الطابق J يساوي:

$$V_j = \frac{v_0^2 Em}{\sigma_p^2}\left(\frac{9\lambda_1 A_{j,\max}^2}{f_j}\right)$$

حجم العمود على كامل ارتفاع الإطار:

$$V = \sum_{i=1}^{n} Vi = \frac{v_0^2 Em}{\sigma_p^2}\frac{9\lambda_1 A_{j,\max}^2}{f_j}\sum_{i=1}^{n}\sqrt[3]{\frac{f_i}{f_j}} \qquad (13)$$

بمساعدة الصيغة (13) يمكن تحقيق التوزع الأمثل للصلابات مع ارتفاع القضيب (العمود).

ندرس بعض قوانين تغير الصلابات التي تصادفنا أكثر من غيرها في التطبيقات العلمية:

2-1: تغير الصلابات بشكل خطي. في هذه الحالة:

$$f_k = \frac{a_k}{a_1} = \overline{\alpha} + \frac{n-k}{n-1}(1-\overline{\alpha})$$

حيث $\overline{a} = \frac{\overline{a}_n}{\overline{a}_1}$: ثابت تغير الصلابات:

في الدراسة أخذنا قيم $\overline{a}$ كالتالي:

$$\overline{a} = 0.125, 0.25, 0.75, 1, 2, 4, 8$$

وثابت التخامد $\alpha = 0.1$ حيث اكتفينا بدراسة أنماط الاهتزازات الحرة الثلاثة الأولى $(Q = 3)$ لجملة تملك عشر درجات حرية أي أن: $N = 2,3,\ldots,10$ كما هو موضح بالشكل رقم (1).

وهنا لابد من توضيح طريقة الحل بشيء من التفصيل. من أجل كل قيمة للثابت $\overline{a}$ نحسب $f_k (k = 1,2,\ldots,n)$ ونعوض هذه القيم في جملة المعادلات (8). فنحصل على جملة معادلات خطية سيتم من خلالها تعيين القيم: $\lambda_j = \frac{m\omega^2}{a_1}$, $\overline{C}_i \quad (j = 1,2,\ldots,n)$

كي تملك المعادلات الخطية الناتجة حلاً مختلفاً عن الصـــفر $(c_i \neq 0,\ i = 1,2,\ldots,n)$ يجب أن يكون معين الأمثال لها مساوياً للصفر (علاقة 3).

بحل هذا المعين نحصل على قيم جذور معادلات التـــرددات $\lambda j (j = 1,2,\ldots,n)$ التـــي توافق n قيمة مختلفة لتردد الاهتزازات الذاتية $\omega(\omega_1 \omega_2 \ldots . \omega_n)$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{a_1}{m}\lambda_j}$$

حيث قيم الكتل المركزة ستكون معلومة إذ يتم حسابها مسبقاً وان كل قيمة لـــω_j توافق شعاعاً

$$\vec{C}_r = \begin{bmatrix} C_{1r} \\ .. \\ C_{ir} \\ .. \\ .. \\ C_{nr} \end{bmatrix} \qquad (r = 1,2,\dots,n)$$

بعد ذلك نحسب قيم ثوابت أنماط الاهتزاز η_{ir} بمساعدة العلاقة (4) ومن خلال الصيغة (13) يتم تعيين قيم حجوم الإطارات كما هو مبين بالجدول رقم (1) (هذه القيم منقوصة $\frac{v_0^2 Em}{\sigma_p^2}$ مرة).

جدول (1): القيم المثلى لحجوم الإطارات V في حالة تغير الصلابات بشكل خطي عند تعرضها لصدمة زلزالية

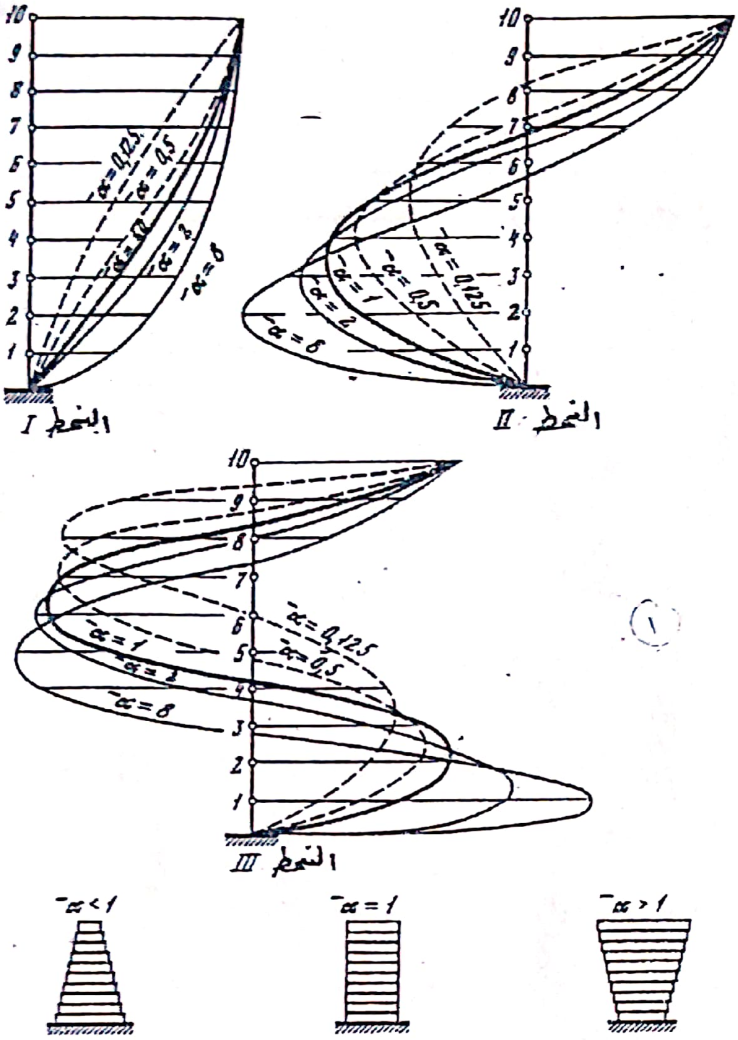
الطوابق	قيم V تبعاً لقيم $\overline{\alpha}$							
	0.125	0.25	0.5	0.75	1	2	4	8
2	39.50	31.36	25.03	20.64	19.00	27.31	37.46	44.90
3	79.50	52.53	34.69	30.83	29.58	41.42	69.03	79.68
4	115.60	73.05	41.50	38.55	40.59	57.26	99.80	156.30
5	142.10	83.63	50.00	48.49	51.22	72.20	129.10	206.60
6	162.02	89.72	62.69	60.93	62.49	86.94	157.40	276.00
7	174.90	91.61	74.61	69.56	74.63	101.70	146.80	335.80
8	182.10	102.3	82.92	80.33	86.37	116.90	215.50	369.10
9	186.16	119.1	94.90	90.86	98.30	131.50	244.75	457.10
10	188.20	132.02	99.34	103.9	110.01	146.3	278.1	518.10

بالاعتماد على قيم الجدول رقم (1) نمثل بيانياً العلاقة بين الحجم الأمثل للإطارات V وثابت تغير الصلابات $\overline{\alpha}$ كما هو موضح بالشكل (2).

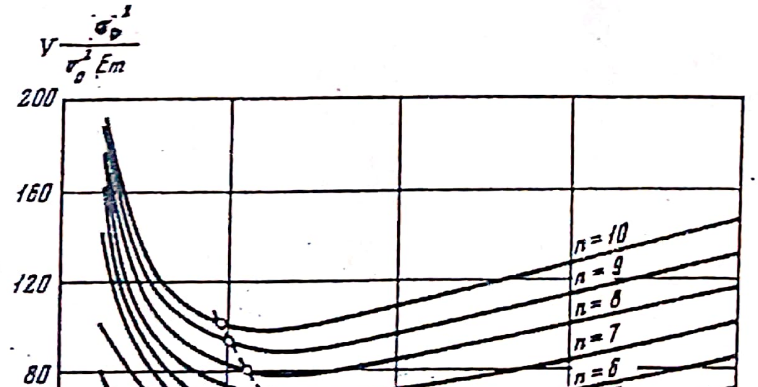
يتضح من هذا الشكل أن لكل جملة ذات عدد محدود من درجات الحرية قيمة مثلى للثابت $\overline{\alpha}$ حيث الحجم الأعظمي يوافق الجمل ذات الصلابات المتناقصة مع الارتفاع أي من أجل $\overline{\alpha} < 1$.

العلاقة التقريبية التي تحدد لنا الثابت المثالي $\overline{\alpha}$ مع الارتفاع لها الشكل:

$$\overline{\alpha}_{op} = -(n-2)0.08 + 0.96 \qquad (14)$$



الشكل (1): أنماط اهتزازات البناء الهيكلي في حالة تغير الصلابة بشكل خطي.



الشكل (2): التمثيل البياني لحجوم الإطارات بالنسبة لتغير الصلابات.

2-2: تغير الصلابات مع الارتفاع وفق قطع مكافئ متناظر بالنسبة للطابق الوسطي

لدينا:

$$f_k = \frac{a_k}{a_1} = \left[\beta + \frac{1-\beta}{(n-1)^2}(2k-n-1)^2 \right]$$

حيث:

$$\beta = \frac{a_m}{a_1} = \frac{a_m}{a_n}$$

نوضح بالشكل رقم (3) خاصية تشوه الإطارات لهذه الحالة حيث اكتفينا برسم الأنماط الثلاثة الأولى للاهتزازات الحرة لبناء مؤلف من عشرة طوابق وكانت قيم β كالتالي:
0.125,0.25,0.5,0.75,1,2,4,8

كما نورد بالجدول رقم (2) القيم المثلى لحجوم الإطارات (منقوصة $\frac{v_0^2 Em}{\sigma_p^2}$ مرة).

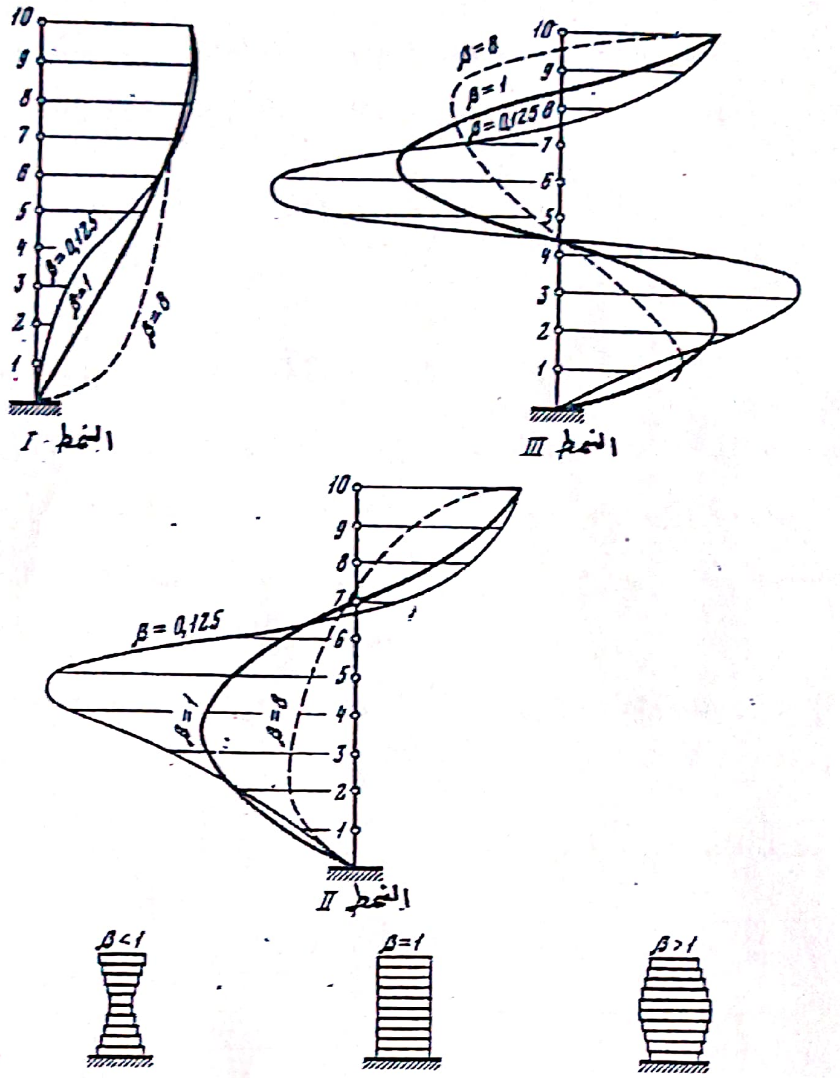
جدول (2): القيم المثلى لحجوم الإطارات V في حالة تغير الصلابات وفق قطع عند تعرضها لصدمة زلزالية

الطوابق	قيم V تبعاً لقيم β							
	0.125	0.25	0.5	0.75	1	2	4	8
3	84.24	78.03	55.71	39.87	29.58	42.57	57.24	67.59
4	83.16	76.32	58.95	47.43	40.59	63.36	103.23	136.80
5	168.76	112.23	72.18	55.71	51.22	83.97	150.75	221.31
6	163.97	123.39	82.62	68.40	62.49	105.12	198.18	314.73
7	202.50	133.74	93.24	77.04	74.63	126.36	245.70	413.82
8	223.83	152.19	105.21	68.94	86.37	147.60	292.41	515.16
9	224.80	166.59	117.40	96.75	98.30	166.28	338.76	616.05
10	252.60	178.52	129.29	106.05	110.01	187.10	382.88	721.20

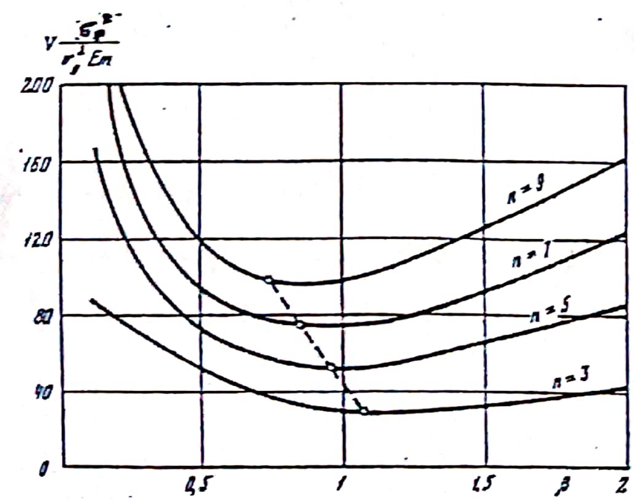
بالاعتماد على قيم الجدول رقم (2) تم بيانياً إنشاء العلاقة بين v و β (الشكل 4).

الجمل المثلى ضمن قانون تغير الصلابات المعتمد هي التي لها β<1. وإن القيم المثلى للثابت β هي التي تحقق الصيغة:

$$\beta_{OP} = -(N-3)0.05 + 1.0533 \qquad (15)$$



الشكل (3): أنماط اهتزازات للبناء الهيكلي في حالة تغير الصلابات وفق قطع مكافئ.



الشكل (4): التمثيل البياني لتغير حجوم الإطارات تبعاً للثابت β في حالة الصدمة الزلزالية.

2-3: الإطارات التي فيها الطابق الأول مرناً أو صلباً: قيم ترددات وثوابت أنماط الاهتزازات الثلاثة الأولى للإطارات التي فيها الطابق الأول مرناً أو صلباً مقتبسة من[3].

لدينا:

$$f_k = \begin{cases} \frac{1}{\gamma} & k \neq 1 \\ 1 & k = 1 \end{cases}$$

حيث $\gamma = \frac{a_1}{a}$ تساوي 0.15,0.30,0.60,0.5,2,3

ندرس الحالة عندما صلابة الطابق الأول تختلف عن صلابات الطوابق العليا حيث يتم تحقيق مرونة أو صلابة للطابق الأول بطريقة تغير مقاطع الأعمدة وفق النسبة γ. فعندما $\gamma<1$ هذا يعني أن $a>a_1$ (الطابق الأول مرن) وعندما $\gamma = 1$ يدل على ثبات الصلابة $a = a_1$ وعندما $\gamma>1$ فإن $a<a_1$ (الطابق الأول صلب).

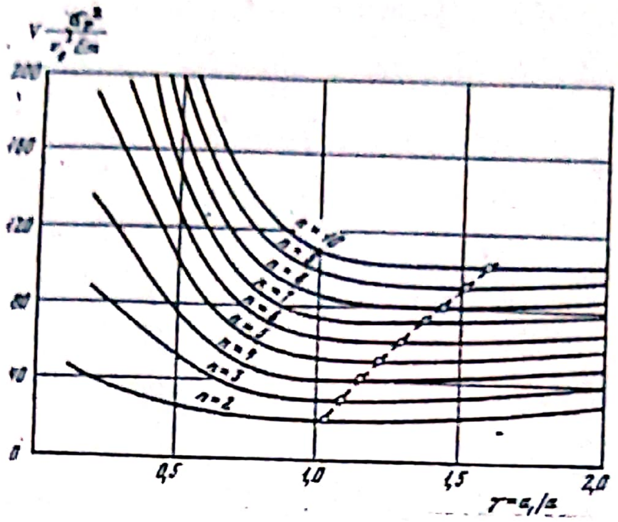
القيم المثلى لحجوم الإطارات (منقوصة $\frac{v_0 Em}{\sigma_p^2}$ مرة) واردة بالجدول رقم (3).

جدول (3): القيم المثلى لحجوم الإطارات V التي فيها الطابق الأول مرناً أو صلباً في حالة الصدمة الزلزالية.

الطوابق	قيم V تبعاً لقيم β				
	0.30	0.60	1.0	1.5	2
3	73.67	42.12	29.58	38.79	25.14
4	116.60	59.98	40.59	46.22	51.20
5	161.87	76.70	51.22	54.23	58.24
6	204.10	59.22	62.49	66.11	68.06
7	248.65	113.27	74.63	74.86	78396
8	293.67	133.24	86.37	82.35	85.99
9	338.84	155.63	98.30	94.07	96.22
10	384.87	178.26	110.01	103.91	104.98

كما في السابق ننشئ بالاعتماد على قيم الجدول رقم (3) المنحنيات التي تربط بين V وγ. هذه المنحنيات موضحة بالشكل رقم (5). يتضح من القيم الناتجة أن الإطارات المثلى وبغض النظر عن عدد طوابقها هي التي فيها الطابق الأول صلباً أما الصيغة التي تعطينا القيمة المثلى للثابت γ فلها الشكل:

$$\gamma_{op} = (n-2)0.066 + 1.04 \quad (16)$$



الشكل (5): التمثيل البياني لعلاقات حجوم الإطارات تبعاً لتغير الصلابات في حالة الصدمة الزلزالية.

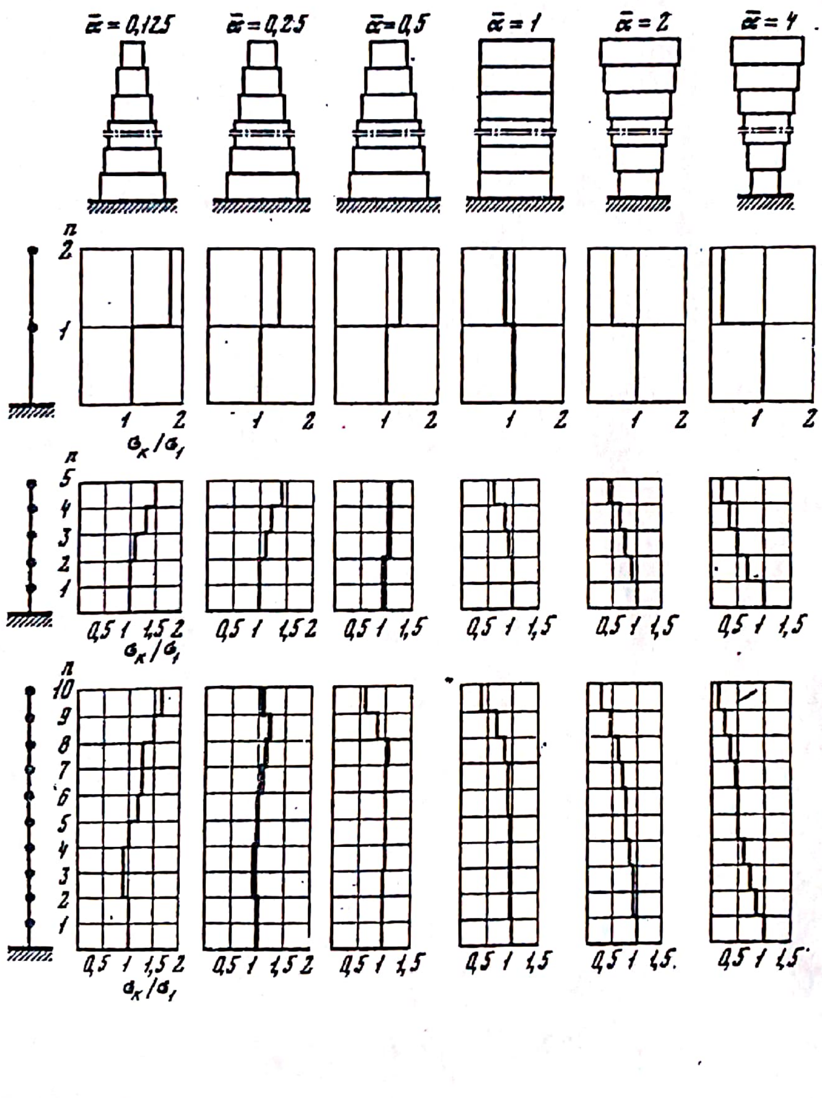
3- الخاتمة:

بالمقارنة بين الحالات المدروسة لتغير الصلابات يتبين أن الحجم الأصغري هو الخاص بالإطارات ذات الصلابات المتناقصة مع الارتفاع بشكل خطي. لتوضيح كيفية توزع الاجهادات الناظمية مع ارتفاع الإطار ذي الحجم الأصغري قمنا برسم مخططات نسب الاجهادات الناظمية σ_k/σ_1 تبعاً لتغير ثابت الصلابة $\bar{\alpha}$ من أجل $n = 2,5,10$ (الشكل 6).

يتضح من هذه المخططات أن توزع الاجهادات الناظمية الأعظمية عند مختلف مستويات القضيب الأمثل هو تقريباً منتظم. هذا الاستنتاج وعلى الرغم من بداهته مهم في أغلب حالات المسائل الديناميكية الخاصة بالتصميم الأمثل إذ يمكن استبدال مسألة البحث عن الحجم الأصغري بتحقيق التوزع المنتظم للاجهادات الناظمية على كامل ارتفاع القضيب.

وهذا يمكن تفسيره من خلال علاقة الاجهاد $\sigma = \frac{M}{W}$ الذي تعتمد قيمته على النسبة بين عزم الانعطاف M وعزم المقاومة W وان عزم المقاومة يتعلق بدوره بأبعاد المقطع العرضي فهو للمقطع المستطيل على سبيل المثال $W = \frac{bh^2}{6}$ وهذا يعني أن المحافظة على انتظام الاجهادات في حال تغير قيمة العزم تتم من خلال تغيير أبعاد المقطع العرضي b,h وكنا افترضنا أن عرض المقطع العرضي b ثابت على كامل ارتفاع العمود الذي له نفس ارتفاع الإطار بالتالي فإن المتحول هو h.

كما نستنتج أيضاً من العلاقة (13) وبمعرفة قانون تغير الصلابات وقيم الكتل المركزة والمؤثر الخارجي أن المادة المثلى في حالة التشوه الناجم عن الانعطاف هي التي لهـا القيمـة E/σ_p^2 أصغر نسبياً. إذن يمكن اعتبار هذه القيمة كمعيار أمثـل للمـادة الخاضـعة لتشـوه الانعطاف في الحالة التي يكون فيها وزن الأعمدة صغيراً بالمقارنة مع وزن البناء.



الشكل (6): مخططات نسب الإجهادات الناظمية للإطارات المكونة من طابقين، خمسة طوابق عشرة طوابق.

REFERENCES المراجع

[1]- Hachian U.E. Some practical problems theory of antisismatic structures. Urivan. 1983.

[2]- Dynamic analysis of structures in case of characteristic effects. Guide of designer. Moscow. 1981.

[3]- Hachian U.E. Goroian T.A. Recommendations to determine periods and forms of vibrations of structural buildings. Urivan. 1980.