

Dynamique des structures

Abdellatif MEGNOUNIF

e-mail: abdellatif_megnounif@yahoo.fr

Chap. 14

Méthodes de calcul sismique

1. Introduction

Rappel : Eq., de mouvement d'un SPDDL

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = P(t) \quad (14.1)$$

Cas de l'excitation du support

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = -M \ddot{U}_g \quad \mathbf{U}: \text{déplacement relatif} \quad (14.2)$$

Les différentes méthodes de calcul sismique des structures

02 grandes méthodes pour la résolution des SPDDL à excitation du support

Méthodes dynamiques

- ❖ Superposition modale.
- ❖ Spectrale.
- ❖ Pas à pas
- ❖ Méthodes de résolution non linéaires

Méthodes statiques

- ❖ Méthode statique linéaire équivalente
- ❖ Méthode statique non linéaire.
(Procédures basées sur la méthode Push over)

Méthodes de calcul sismique

Dynamiques

- **Superposition modale**
- Spectrale
- Pas à pas

Statiques

- Statique Linéaire Equivalente
- Statique Non linéaire Equivalente

2. Méthodes dynamiques

i. Méthode de superposition modale (§ Chapitre 11)

Méthode de la superposition modale

- ❖ **Toute position déformée d'une structure est la combinaison linéaire des modes de vibration. Elle cherche à déterminer la réponse dans la base des modes propres de vibration.**
- ❖ **Transforme un système d'équations différentielles couplées en un système d'équations différentielles découplées.**
- ❖ **Avantage** : Facile à utiliser
- ❖ **Inconvénients** : recherche d'un nombre important de modes propres.
- ❖ **Valable uniquement pour les systèmes élastiques linéaires.**

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = -M \ddot{U}_g$$

U: déplacement relatif

En découplant ce système,

Avec $U = \Phi Y$ alors $\dot{U} = \Phi \dot{Y}$ et $\ddot{U} = \Phi \ddot{Y}$

On aura:

$$\phi_n^T M \Phi_n \ddot{y}_n + \phi_n^T C \Phi_n \dot{y}_n + \phi_n^T K \Phi_n y_n = -\phi_n^T M \ddot{U}_g = -\phi_n^T M \{\Delta\} \ddot{u}_g$$

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = P_n \quad (14.3)$$

Ou bien

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{P_n}{M_n} \quad (14.4)$$

Avec :

$$p(t) = -M \ddot{U}_g = -M \{\Delta\} \ddot{u}_g \quad \begin{matrix} M_n = \phi_n^T M \Phi_n \\ C_n = \phi_n^T C \Phi_n \\ K_n = \phi_n^T K \Phi_n \\ P_n = \phi_n^T p(t) \end{matrix} \quad \frac{C_n}{M_n} = 2\xi_n \omega_n \quad \text{et} \quad \frac{K_n}{M_n} = \omega_n^2$$

Les termes à droite de l'équation (14.3) sont tous proportionnels à l'accélération du support (Même fonction) alors que dans le cas général, p(t) peut changer d'un DDL à un autre.

Problème plus simple à résoudre

Méthodes dynamiques. Méthode de superposition modale

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = P_n = -\phi_n^T M \{\Delta\} \ddot{u}_g$$

$$\{\Delta\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix}$$

En posant

$$\Gamma_n = \phi_n^T M \{\Delta\} \quad (\text{Dimension d'une masse})$$

Γ_i : Facteur de participation modale

On aura:

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = P_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (14.5)$$

Avec:

Pour le cas général

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T M \{\Delta\}}{\phi_n^T M \phi_n} = \frac{\phi_n^T M \{\Delta\}}{M_n} \quad \Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2} \quad (14.6)$$

$i=1, 2, \dots, n$

Pour des modes propres normalisés

$$\Gamma_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} \quad i=1, 2, \dots, n \quad (14.7)$$

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = P_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (14.5)$$

- L'équation (14.5) est un système d'équations linéaires découplées.
- Chaque terme de cette équation représente S1DDL.
- On peut donc utiliser n'importe quelle méthode pour calculer la réponse de chaque DDL.
- Soit la méthode de l'intégrale de Duhamel:

Soit, par exemple pour des CI nulles et système amorti

$$y_n(t) = -\frac{\Gamma_n}{M_n \omega_{an}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_{an} (t-\tau)) d\tau \quad (14.8)$$

Ou bien

$$y_n(t) = \frac{\Gamma_n}{M_n \omega_{an}} W_n(t) \quad (14.9)$$

Avec

$$W_n(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_{an} (t-\tau)) d\tau \quad (14.10)$$

et

$$\omega_{an} = \omega_n \sqrt{(1 - \xi_n^2)} \quad (14.11)$$

Avec,

$$\Gamma_n = \phi_n^T M \{\Delta\}$$

Le déplacement relatif U , s'écrit $U = \Phi Y$

Ou bien U_n , dans le mode « n » s'écrit: $U_n = \phi_n y_n$ (14.12)

Sachant, due à l'orthogonalité

$$\sum_{j=1}^n \Gamma_j \phi_j = \{\Delta\} \quad (14.13)$$

Propriété importante des coefficients de participation

Une fois la réponse $y_j(t)$ de chaque mode connue, le déplacement total sera:

$$U(t) = \sum_{j=1}^n U_j = \sum_{j=1}^n \phi_j y_j(t) = \sum_{j=1}^n \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_{aj}} W_j(t) \quad (14.14)$$

Connaissant les déplacements, on peut calculer les forces élastiques

$$F_e = K U = K \Phi Y \quad (14.15)$$

On peut les exprimer par la masse.

Sachant que : $(K - \omega^2 M)\{\phi\} = 0$

Ou bien $K\phi = M\phi\Omega \quad (14.16)$

Matrice spectrale

où

$$\Omega = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \dots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_i^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Matrice Modale

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1i} & \dots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2i} & \dots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \dots & \vdots \\ \phi_{i1} & \phi_{i2} & \dots & \phi_{ii} & \dots & \phi_{in} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \dots & \phi_{ni} & \dots & \phi_{nn} \end{bmatrix}$$

$$F_e = K U = K \Phi Y \quad K \Phi = M \Phi \Omega$$

Remplaçant (14.16) dans (14.15)

$$F_e = K U = M \Phi \Omega Y = \mathbf{M} \boldsymbol{\Phi} \Omega \left\{ \frac{\Gamma_n}{M_n \omega_{an}} W_n(t) \right\} \quad (14.17)$$

Or, pour de faibles amortissements, on

$$\omega_{an} \approx \omega_n$$

D'où
$$F_e = \mathbf{M} \boldsymbol{\Phi} \left\{ \frac{\Gamma_n}{M_n} \omega_n W_n(t) \right\} \quad (14.18)$$

Avec
$$F_{en} = \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \omega_n \frac{\Gamma_n}{M_n} W_n(t) \quad \text{Force associée au mode « n »} \quad (14.19)$$

On aura
$$F_e = \sum F_{en}$$

Effort tranchant à la base?

$$V_0(t) = \{\Delta\}^T \{F_e(t)\} \quad (14.20)$$

Or $\Gamma_n = \phi_n^T M \{\Delta\} = \{\Delta\}^T M \phi_n$

Avec $F_e = M \phi \left\{ \frac{\Gamma_n}{M_n} \omega_n W_n(t) \right\}$ $F_{en} = M \phi_n \omega_n \frac{\Gamma_n}{M_n} W_n(t)$

On aura $V_0(t) = \sum_1^n \{\Delta\}^T M \phi_n \omega_n \frac{\Gamma_n}{M_n} W_n(t) = \sum_1^n \omega_n \frac{\Gamma_n^2}{M_n} W_n(t) \quad (14.21)$

Moment de renversement à la base?

$M_0(t) = \{h\}^T \{F_e(t)\}$ Avec $\{h\}^T$ vecteur des bras de levier de tous les DDL

$$M_0(t) = \{h\}^T M \phi \left\{ \frac{\Gamma_n}{M_n} \omega_n W_n(t) \right\} \quad (14.22)$$

(1xn) (nxn) (nxn) (nx1)

Méthodes de calcul sismique

Dynamiques

- Superposition modale
- **Spectrale**
- Pas à pas

Statiques

- Statique Linéaire Equivalente
- Statique Non linéaire Equivalente

2. Méthodes dynamiques

ii. Méthode d'analyse spectrale

(§ Chapitre 12)

Superposition modale exige le calcul de l'intégrale de Duhamel pour tous les modes dont la contribution est significative

De plus, on s'intéresse généralement (en structures) qu'à la valeur maximale pour le dimensionnement.

Méthode d'analyse spectrale

- ❖ **Force extérieure différente de zéro. Appliquée sous forme d'excitation du support.**
- **L'excitation du support souvent exprimée sous forme de graphe d'accélération du support en fonction du temps.**
- **La méthode constitue la base du calcul sismique des structures dans le cas de structures particulières (là où les méthodes statiques équivalentes ne peuvent pas être appliquées).**
- **La démarche est la même que précédemment par analyse modale en superposant les réponses obtenues à partir d'un spectre spécifique.**
- **On travaille généralement avec des spectres de réponse.**
- **Recommandé dans la plupart des règlements parasismiques ayant leur propre spectre de calcul.**

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = -M \ddot{U}_g$$

U: déplacement relatif

Même démarche pour découpler les équations. On obtient (14.13):

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = P_n$$

On s'intéresse au maximal, on pose

Avec (14.8)
$$y_j(t) = -\frac{\Gamma_j}{M_j \omega_{aj}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega_{aj}(t-\tau)) d\tau$$

$$y_{jmax} = \max \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega_{aj}(t-\tau)) d\tau$$

Posons
$$S_v(\omega_j, \xi_j) = \max \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega_{aj}(t-\tau)) d\tau \right] \quad (14.23)$$

On aura

$$y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j} S_v(\omega_j, \xi_j) \quad (14.24)$$

En pseudo vitesse $y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j} S_V(\omega_j, \xi_j)$

U: déplacement relatif

Or: $S_V(\omega_j, \xi_j) = \omega_j S_D(\omega_j, \xi_j) = \frac{S_A(\omega_j, \xi_j)}{\omega_j}$ (14.25)

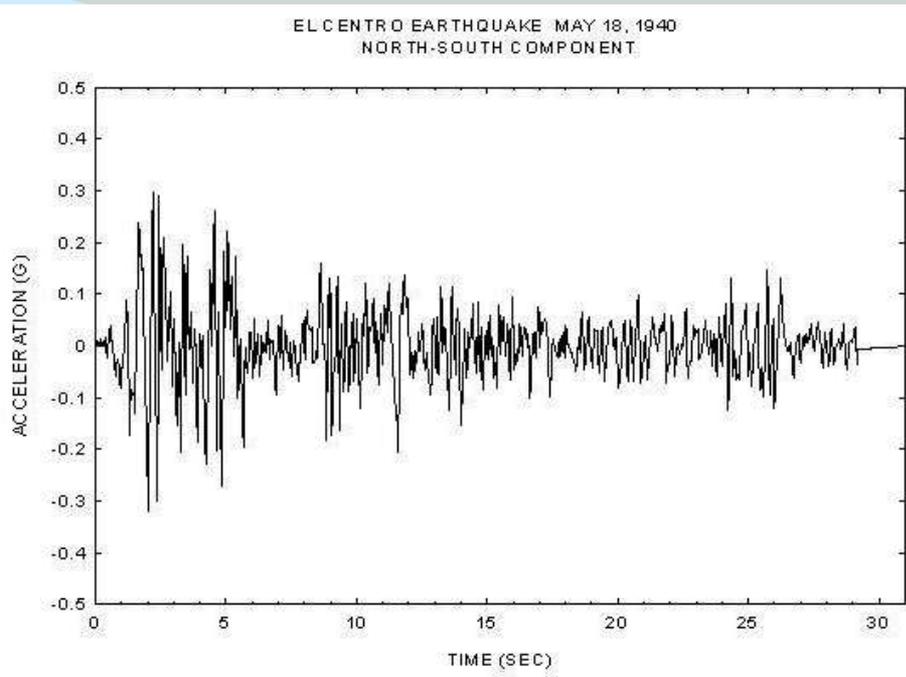
En pseudo déplacement $y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j} S_D(\omega_j, \xi_j)$ (14.26)

En pseudo accélération $y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j^2} S_A(\omega_j, \xi_j)$ (14.27)

Le déplacement maximal sera alors dus à ce mode « j »

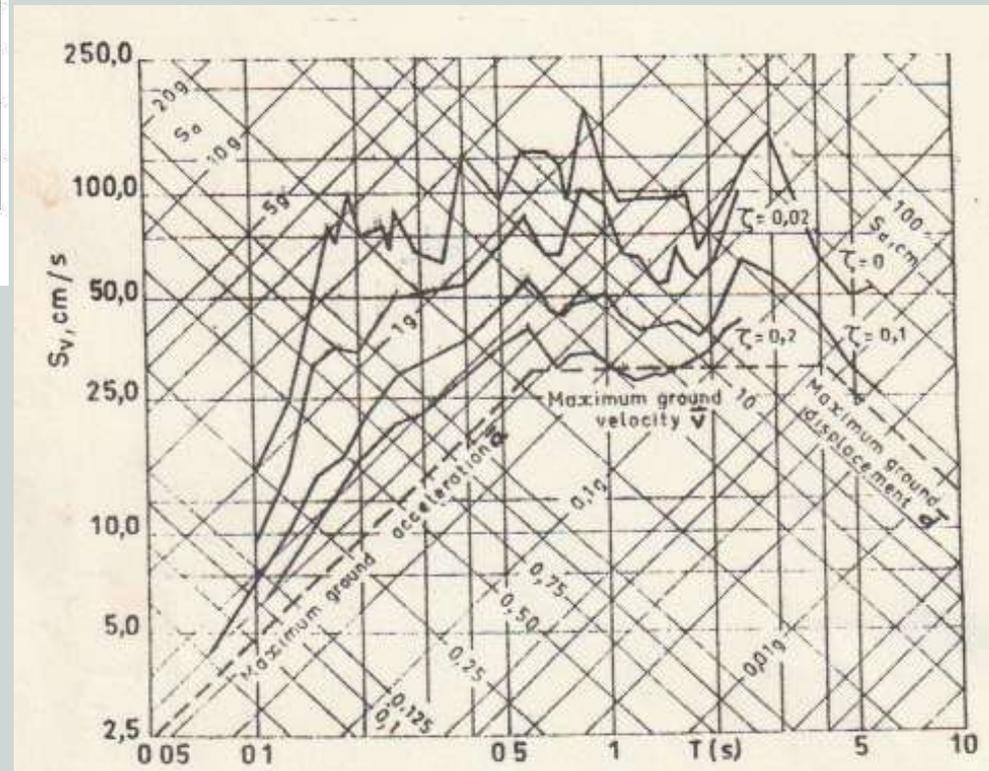
$$U_{jmax} = \phi_j y_{jmax} = \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j^2} S_A(\omega_j, \xi_j) \quad (14.28)$$

Méthodes dynamiques. Méthode d'analyse spectrale



Accélérogramme de la composante N-S du séisme d'El Centro (18 mai 1940)

Spectre du séisme d'El Centro (Représentation en trilog)



Solution dynamique

$$y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j} S_V(\omega_j, \xi_j) \quad y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j} S_D(\omega_j, \xi_j) \quad y_{jmax} = \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j^2} S_A(\omega_j, \xi_j)$$

Connaissant les déplacements, on peut calculer les forces élastiques maximales

$$F_{emax} = K U_{max} = K \Phi Y_{max} \quad (14.15)$$

$$F_{ejmax} = M \phi_j \Omega Y_{max} = M \phi_j \Omega \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j^2} S_A(\omega_j, \xi_j)$$

D'où

En pseudo accélération

$$F_{ejmax} = M \phi_j \Omega Y_{max} = M \phi_j \Omega \frac{\Gamma_j}{M_j \omega_j^2} S_A(\omega_j, \xi_j)$$

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} S_A(\omega_j, \xi_j) \quad (14.29)$$

En pseudo vitesse

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j S_V(\omega_j, \xi_j) \quad (14.30)$$

En pseudo déplacement

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j^2 S_D(\omega_j, \xi_j) \quad (14.31)$$



Effort tranchant à la base?

$$\mathbf{V}_0(t) = \{\Delta\}^T \{F_e(t)\} \quad (14.20)$$

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j^2 \mathbf{S}_D(\omega_j, \xi_j)$$

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j \mathbf{S}_V(\omega_j, \xi_j)$$

$$F_{ejmax} = M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \mathbf{S}_A(\omega_j, \xi_j)$$

On aura

$$V_{0jmax} = \frac{\Gamma_j^2}{M_j} \omega_j \mathbf{S}_V(\omega_j, \xi_j) = \frac{\Gamma_j^2}{M_j} \omega_j^2 \mathbf{S}_D(\omega_j, \xi_j) = \frac{\Gamma_j^2}{M_j} \mathbf{S}_A(\omega_j, \xi_j) \quad (14.32)$$

Moment de renversement à la base?

$$\mathbf{M}_{0jmax} = \{\mathbf{h}\}^T \{F_{ejmax}\} = \{\mathbf{h}\}^T M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j \mathbf{S}_V(\omega_j, \xi_j) \quad (14.33)$$

$$\mathbf{M}_{0jmax} = \{\mathbf{h}\}^T M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \omega_j^2 \mathbf{S}_D(\omega_j, \xi_j) \quad (14.34)$$

$$\mathbf{M}_{0jmax} = \{\mathbf{h}\}^T M \phi_j \frac{\Gamma_j}{M_j} \mathbf{S}_A(\omega_j, \xi_j) \quad (14.35)$$

(1xn)(nxn)(nx1)

Problème des valeurs maximales ?

Or les valeurs maximales de déplacements, de forces élastiques, d'efforts tranchants ou de moments de renversement ne se produisent pas pour le même « t », il faut passer par des approximations (prendre les bornes supérieures):

02 méthodes:

Si S_{imax} : réponse maximale relative au mode « i », la réponse totale

1. Méthode de la somme des valeurs absolues. (Surestime)

$$S_{max} = |S_{1max}| + |S_{2max}| + \dots + |S_{imax}| + \dots + |S_{nmax}| \quad (14.36)$$

2. Méthode de racine carrée de la somme des carrés (SRSS).

$$S_{max} = \sqrt{(S_{1max})^2 + (S_{2max})^2 + \dots + (S_{imax})^2 + \dots + (S_{nmax})^2} \quad (14.37)$$

La plus utilisée

Pour les vecteurs, elle est applicable pour chacune de leurs composantes

Méthodes de calcul sismique

Dynamiques

- Superposition modale
- Spectrale
- **Pas à pas**

Statiques

- Statique Linéaire Equivalente
- Statique Non linéaire Equivalente

2. Méthodes dynamiques

iii. Méthode d'intégration directe ou méthode Pas à Pas

(§ Chapitre 11)

Méthode Pas-à-Pas

- ❖ Diviser la réponse en intervalle de temps.
- ❖ Calcul de la déformée à la fin du 1^{er} intervalle sur la base des CI et du chargement durant le 1^{er} intervalle.
- ❖ Solution du 1^{er} intervalle devient CI du 2^{ème} intervalle et ainsi de suite jusqu'au temps voulu.
- ❖ A la fin de l'intervalle les caractéristiques sont modifiées.
- ❖ Pas besoin de calculer les fréquences et modes propres de vibration.
- ❖ Valable pour les systèmes élastiques linéaires et les systèmes non linéaires

Existe un problème avec la matrice « C ». Ne peut pas être définie par les facteurs d'amortissement modaux. Elle doit être définie explicitement.

Inconvénients

- ✓ Nécessite l'utilisation d'ordinateurs puissants
- ✓ Absence d'un nombre suffisant d'enregistrements de mouvements sismiques ce qui rend difficile le choix de l'accélérogramme de calcul.

Equations de mouvement incrémentales

Sous forme incrémentale :

$$M \Delta \ddot{U} + C \Delta \dot{U} + K \Delta U = \Delta P(t) \quad (14.38)$$

Avec

$$\begin{aligned} \Delta \ddot{U}_i &= \ddot{U}(t_i + \tau) - \ddot{U}(t_i) \\ \Delta \dot{U}_i &= \dot{U}(t_i + \tau) - \dot{U}(t_i) \\ \Delta U_i &= U(t_i + \tau) - U(t_i) \\ \Delta P_i &= P(t_i + \tau) - P(t_i) \end{aligned} \quad (14.39)$$

« τ » dépend de la méthode utilisée.
 $\tau = \Delta t$ pour Newmark- β et accélération linéaire
 $\tau = \theta \Delta t$ pour Wilson- θ

En cas de non linéarité.

- $K(U)$ et $C(\dot{U})$ changent dans le temps (d'un intervalle à un autre) et sont obtenus pour chaque intervalle de temps, les tangentes au début de l'intervalle.
- M est supposée rester constante dans le temps

Méthodes de résolution Pas-à-Pas

Méthode d'accélération linéaire.

- ❖ Suppose une variation linéaire de l'accélération, donc variation quadratique de la vitesse et cubique du déplacement dans Δt .
- ❖ Méthode que conditionnellement stable.
- ❖ Peut diverger pour de mauvais choix de Δt

Méthode de Newmark- β .

- ❖ Généralisation de l'accélération linéaire
- ❖ Utilise 02 facteurs (β et γ) dans le calcul de $\Delta \ddot{u}_i$
- ❖ Bon choix de β . Newmark propose $1/6 \leq \beta \leq 1/2$
- ❖ $\beta=1/6$: Méthode d'accélération linéaire (que conditionnellement stable)
- ❖ $\beta=1/4$: Vitesse linéaire, d'où accélération moyenne dans Δt . Inconditionnellement stable

Méthode de Wilson- θ .

- ❖ Accélération linéaire sur l'intervalle de temps $\theta \Delta t$
- ❖ Pour une stabilité numérique optimal et une précision $\theta \geq 1.38$
- ❖ Méthode inconditionnellement stable.

Méthodes de calcul sismique

Dynamiques

- Superposition modale
- Spectrale
- Pas à pas

Statiques

- **Statique Linéaire Equivalente**
- Statique Non linéaire Equivalente

3. Méthodes statiques

i. Méthode statique linéaire équivalente

Méthode statique linéaire équivalente

- Très ancienne, plus simple et la plus utilisée.
- Consiste à remplacer les forces dynamiques par des forces statiques équivalentes.
- Valable pour des structures régulières moins élevées.
- Utilise uniquement le mode de vibration fondamental.
- La distribution des charges horizontales statiquement appliquée est proche du premier mode.
- La force est de type inertie qui s'oppose à l'accélération sismique maximale du sol.

Méthodes statiques. Méthode statique équivalente

Dans la MSE: L'effort tranchant obéit à la 2^{ème} loi de Newton

$$V_0 = M \ddot{u} = W \frac{\ddot{u}}{g} \quad (14.40)$$

Avec:

\ddot{u} : accélération du support

M : masse de la structure.

W : poids de la structure.

G : accélération de la pesanteur.

Les forces et déplacements obtenus par la MSE sont **inférieures** aux forces et déformations observées lors d'un séisme majeur.

Ce dépassement est équilibré par le comportement **ductile** fourni par les dispositions constructives.

Méthodes de calcul sismique

Dynamiques

- Superposition modale
- Spectrale
- Pas à pas

Statiques

- Statique Linéaire Equivalente
- **Statique Non Linéaire Equivalente (Push Over)**

3. Méthodes statiques

ii. Méthodes statiques non linéaires équivalentes (basées sur la méthode Push over)

Performance-Base Design (PBD)

Méthode Push over

- Méthode approchée.
- Méthode statique équivalente non linéaire.
- Permet l'estimation de la performance sismique inélastique.
- Très pratique pour les codes de réhabilitation.
- Permet le suivi des séquences de formation des rotules plastiques et de l'apparition de la ruine dans les différents éléments de la structure.

Push over : Pousser la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maximal

Push over ?

Push over : Pousser la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maximal

Procédure statique non linéaire dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales qu'on augmente leur intensité jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître.

Au début, certains éléments présentent des rotules plastiques.

Le modèle structurel sera modifié pour tenir compte de la rigidité réduite des membres.

On augmente de nouveau les forces latérales jusqu'à apparition de rotules plastiques supplémentaires.

Le processus continue soit jusqu'à atteindre le déplacement cible soit jusqu'à ce que la structure devienne instable.

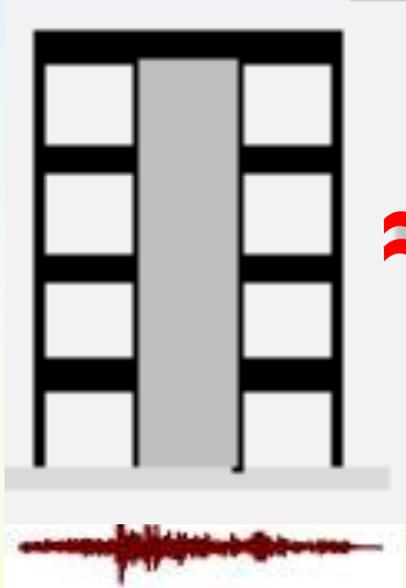
Courbe push over ou courbe de capacité.

Les résultats du push over sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet.

Les résultats du push over sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet.

Idée de base de l'analyse Push over?

Modèle SPDDL non linéaire 3D

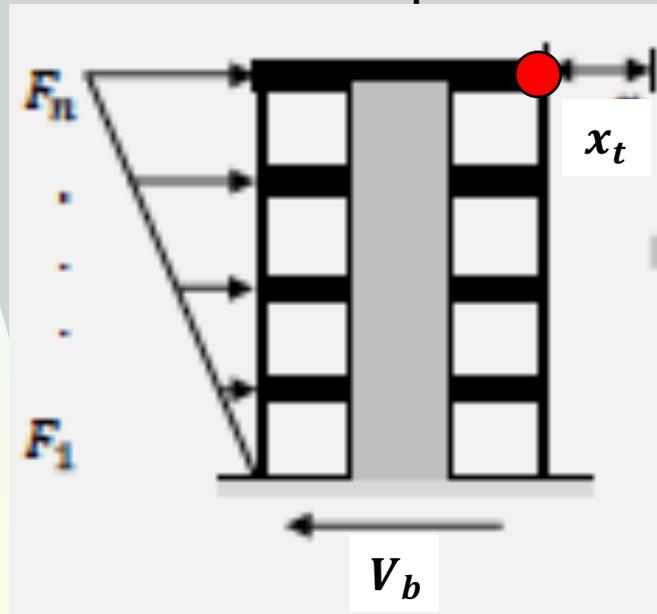


Structure de mouvement du sol dans une direction X ou Y particulière

Analyse temporelle non linéaire dynamique (SPDDL)



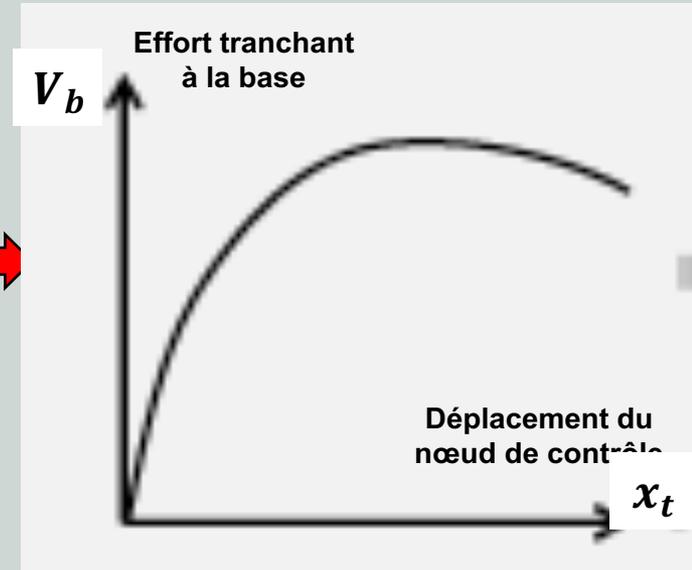
Analyse Push over monotonique



Incrémentation de la charge latérale de façon monotone pour pousser la structure dans cette direction particulière X ou Y

Analyse statique non linéaire (SPDDL)

Courbe Push over

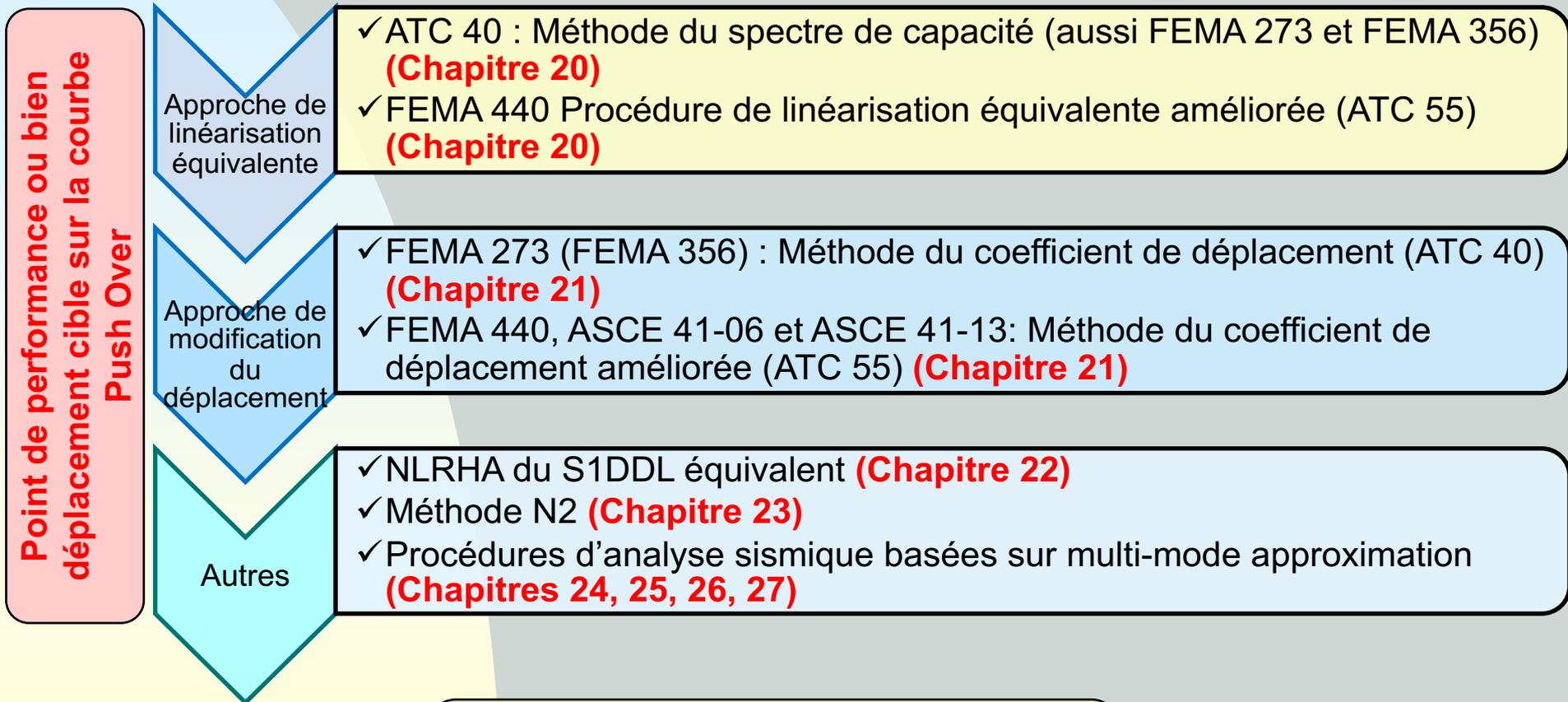


Développer la relation V_b Vs x_t

Nœud de contrôle

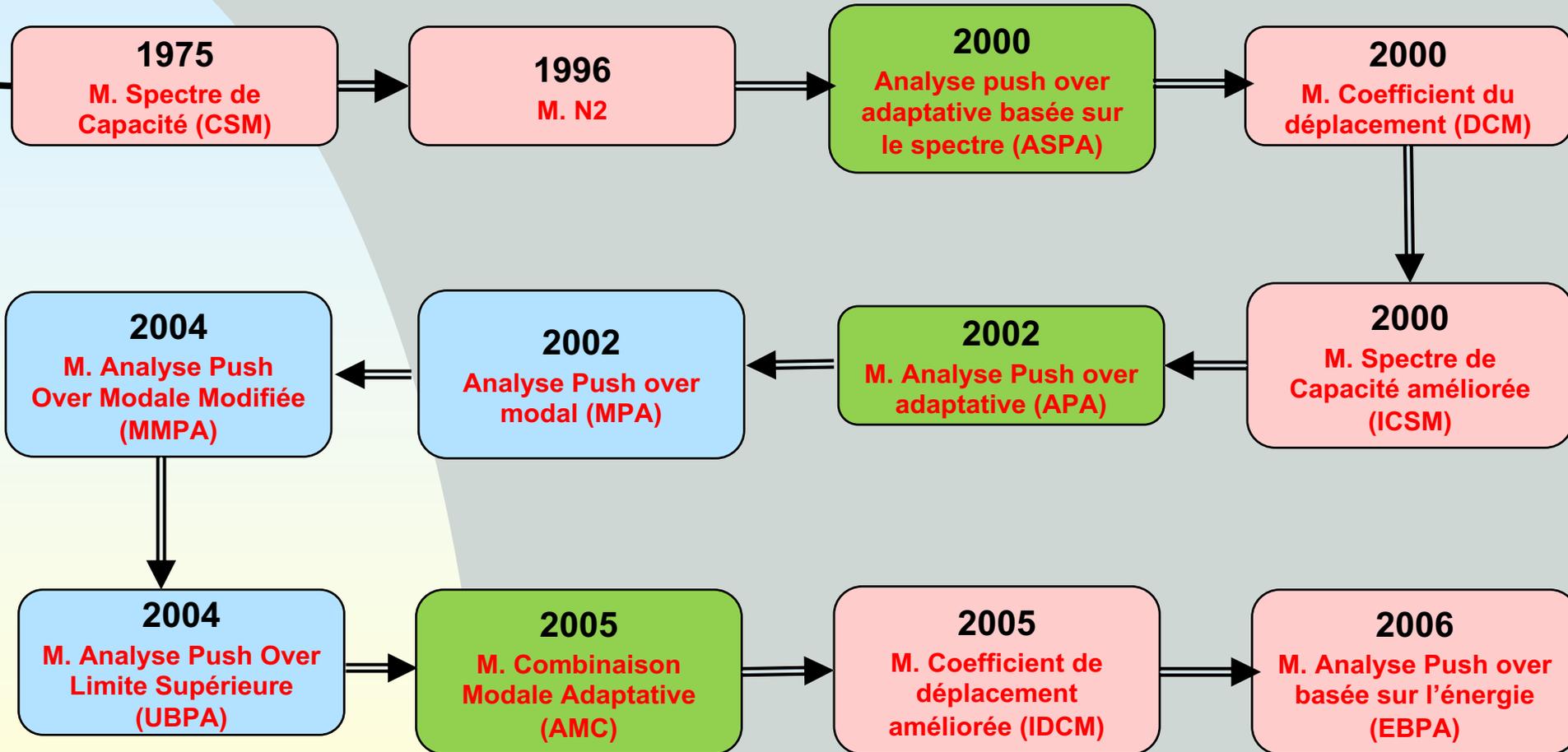
Différentes Procédures basées sur la méthode Push Over

Méthodes Statiques non Linéaires équivalentes

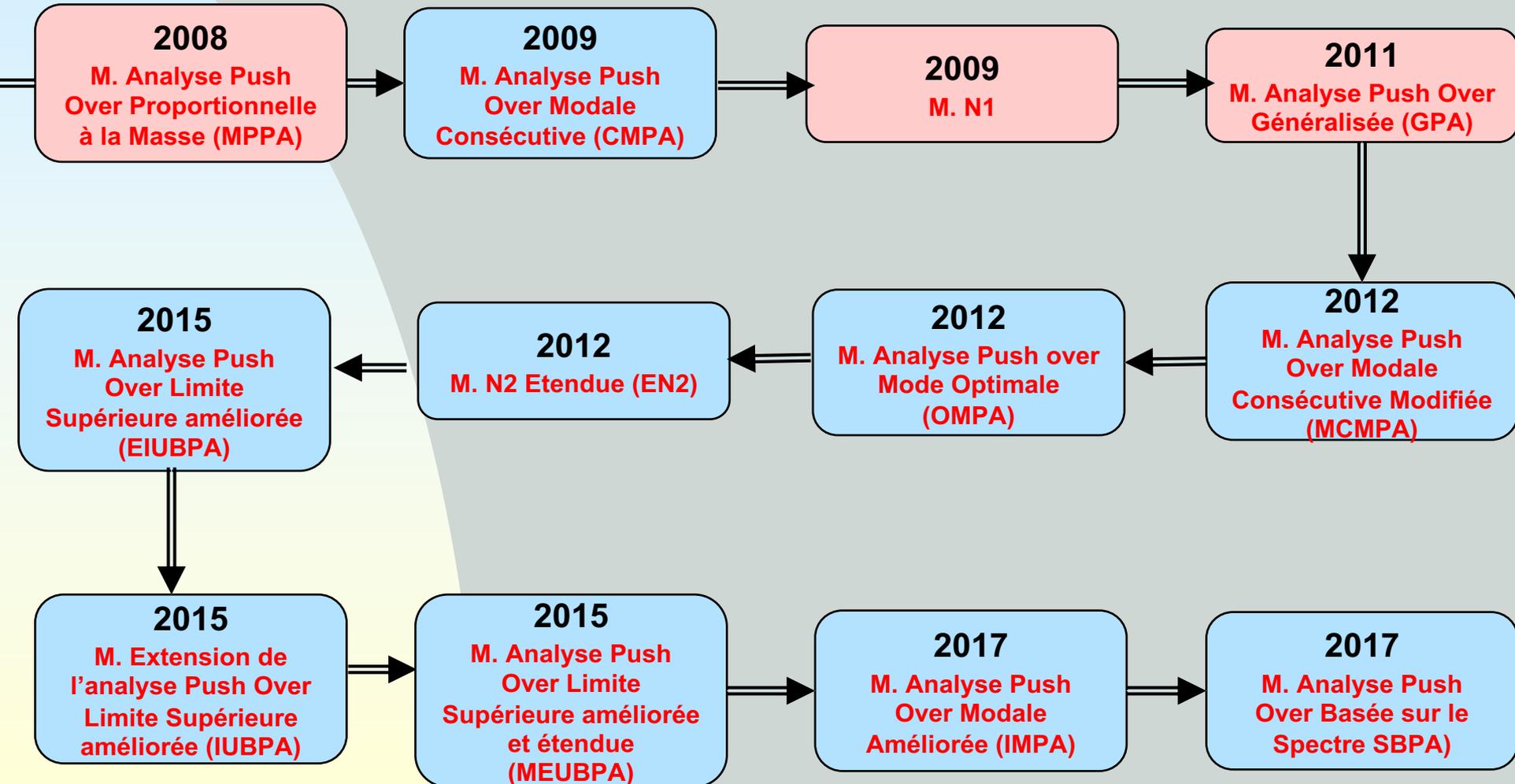


NLRHA : NonLinear Response History Analysis
FEMA : Federal Emergency Management Agency
ATC : Applied Technology Council
ASCE : American Society of Civil Engineering

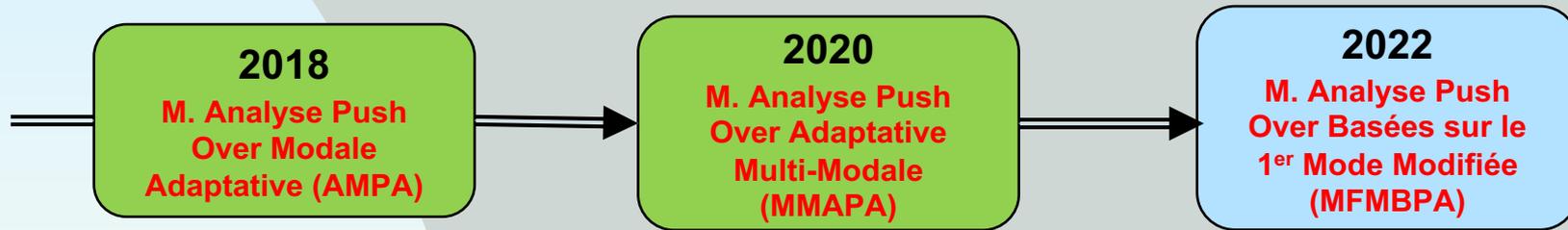
Chronologie des différentes Méthodes Statiques Non Linéaires (Push Over)



Chronologie des différentes Méthodes Statiques Non Linéaires (Push Over)



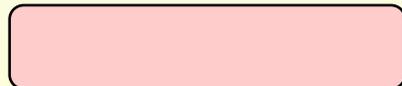
Chronologie des différentes Méthodes Statiques Non Linéaires (Push Over)



Analyse Push Over des Vecteurs Multimodes Invariants



Vecteurs Chargement Adaptatif



Méthodes d'Analyse Push Over des Vecteurs Charge unique invariante/Première Inertie Modale

Méthodes Statiques non Linéaires équivalentes

Méthodes d'Analyse Push Over des Vecteurs Charge unique invariante/Première Inertie Modale

- ✓ ATC 40 : Méthode du Spectre de Capacité (aussi FEMA 273 et FEMA 356) **(CSM)**
- ✓ FEMA 440 Méthode du Spectre de Capacité Améliorée (ATC 55) **(ICSM)**
- ✓ Méthode **N2 (EC8)**
- ✓ FEMA 273/356 Méthode des Coefficients du Déplacement **(DCM)**
- ✓ FEMA 440 : Méthode des Coefficients du Déplacement Améliorée **(IDCM)**
- ✓ Méthode d'Analyse Push Over Basée sur l'Energie **(EBPAM)**
- ✓ La méthode **N1**
- ✓ Analyse Push Over Proportionnelle à la Masse **(MPPA)**
- ✓ Analyse Push-Over Basée sur le 1^{er} Mode Modifiée **(MFMBPA)**

Méthodes d'Analyse Push Over des Vecteurs Multimodale Invariante

- ✓ Analyse Push Over Modale **(MPA)**
- ✓ Analyse Push Over Modale Améliorée **(IMPA)**
- ✓ Analyse Push Over Modale Modifiée **(MMPA)**
- ✓ Analyse Push Over Généralisée **(GPA)**
- ✓ Analyse Push Over Modale Consécutive **(CMP)**
- ✓ Analyse Push Over Modale Consécutive Modifiée **(MCMP)**
- ✓ Analyse Push Over Limite Supérieure **(UBPA)**
- ✓ Analyse Push Over Limite Supérieure Etendue et Modifiée **(MUB)**
- ✓ Analyse Push Over Limite Supérieure Améliorée **(IUB)**
- ✓ L'Extension de la Procédure d'Analyse Push Over Limite Supérieure Améliorée **(EIUB)**
- ✓ Méthode N2 Etendue **(Extended N2)**
- ✓ Méthode d'Analyse Push Over Basée sur le Spectre **(SPA)**

**Méthodes Statiques non
Linéaires équivalentes**

**Vecteurs
Chargement
Adaptatifs**

- ✓ Méthode d'Analyse Push Over Adaptative (APA)
- ✓ Méthode d'Analyse Push Over Modale Adaptative (AMPA)
- ✓ Méthode de Combinaison Modale Adaptative (AMC)
- ✓ Analyse Push Over Limite Supérieure Adaptative (AUB)
- ✓ Analyse Push Over Modale Optimale (OMPA)

Merci. Fin du chapitre 14

Dynamique des structures

Abdellatif MEGNOUNIF

Prochain Cours

Chap. 15

L'analyse dynamique non linéaire
Notion de facteur de comportement